



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 67



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

**12. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

01. Juni 2023



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

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

**12. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

01. Juni 2023

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 67

Herausgeber der Reihe:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
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

© 2023 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: Silke Scheerer und Stefan Gröschel
Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel
Veranstaltungsorganisation: Claudia Seifert sowie Jana Strauch und Anna-Lena Gerhardt
IT: Matthias Zagermann
Social Media: Jana Strauch, Anna-Lena Gerhardt und Stefan Gröschel

Titelbild: Belastungsversuch an Stahlbetonrippendecken (Baujahr 1965), deren statisches System bei Umbaumaßnahmen zum Teil erheblich verändert worden war | © Marc Gutermann

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden (<https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb>) und dem sächsischen Dokumenten- und Publikationsserver Qucosa® (<https://www.qucosa.de/>) verfügbar.

Die Onlineversion wurde gegenüber der Printausgabe marginal modifiziert.

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

Veröffentlicht: Dresden, Juni 2023

ISSN 1613-6934
ISBN 978-3-86780-740-1

Inhalt

Grußwort	5
Experimentell gestützter Tragsicherheitsnachweis von Massivdecken – Erfahrungen, Potenzial und Grenzen	6
Marc Gutermann, Werner Malgut	
Systematische Bauwerksanalyse mittels ZfP-Verfahren mit anschließenden Belastungsversuchen im Alten Polizeipräsidium in Frankfurt a. M.	18
Markus Fischer, Gunter Hahn, Martin Löhr, Horst Peseke	
Monitoring der Theodor-Heuss-Brücke zur messdatenbasierten Lebensdauerprognose	32
Maria Schartner, David Sanio	
Betonieren unter Verkehr: Untersuchung der Auswirkungen von Erschütterungen auf jungen Beton	44
Alois Vorwagner, Christian Gasser, Vazul Boros, Alfred Lechner, Lukas Hausner	
Zustandsüberwachung einer integralen, mehrfeldrigen Eisenbahn-Stahlverbundbrücke mit verteilten faseroptischen Sensoren	56
Sven Kromminga, Katarzyna Zdanowicz, Max Käding, Tomasz Howiacki	
Strategischer Einsatz von Monitoring bei Ingenieurbauwerken mit Anwendungsbeispielen ...	66
Iris Hindersmann, Matthias Müller, Felix Kaplan	
Neues Potential im Structural Health Monitoring: Verteilte faseroptische Sensoren für Bestandsbauwerke	78
Balthasar Novák, Franziska Stein, Jochen Reinhard, Andrian Dudonu, Tanja Zeller	
Verbesserte Bestimmung des Chloridgehalts in Beton durch neues Messverfahren	88
Fritz Binder, Stefan L. Burtscher	
Radiographie im Bauwesen – Ein neues altes Verfahren für die zerstörungsfreie Bauwerksuntersuchung	100
Sebastian Schulze	
Das Potenzial der Spektralanalyse für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss im Bestand	112
Volker Wetzck, Christian Quos	
Messtechnische Überwachung von Spannbetonbauteilen mit faseroptischen Sensoren	124
Max Herbers, Bertram Richter, Benjamin Schwarz, Steffen Marx	
Akustisches SpRK-Monitoring mit SEA und verteilten faseroptischen Sensoren	136
Ronghua Xu, Konstantin Hicke, Sebastian Chruscicki, Steffen Marx	
Ersatz von Auflagerkonsolen für schwere Kranbahnträger im Bauwerksbestand	148
Alexander Dreiling, Marco Rieche, Peter Kretzschmar	
Erfassung und Bewertung des Bauwerkszustandes als Grundlage für die Rückbauplanung	162
Christina Fritsch, Gregor Schacht, Johannes Diers, Torsten Harke, Peter Betz	

Schleibinger Geräte

Messen statt schätzen

Baustoffprüfgeräte

Dauerhaftigkeit

- Bestimmung des Frost-Tau-Widerstandes von Baustoffen und Böden
- Nachweis des Alkalireaktivitätspotentials in Baustoffen (AKR)



Schwinden

- Erfassung des Schwindverhaltens der Baustoffe im plastischen und festen Zustand
- Bestimmung des Schüsselverhaltens und des behinderten Schwindens



Verarbeitbarkeit

- rheologische Messungen an Mörtel und Frischbeton
- Testen der Pumpbarkeit von Mörtel und Beton



www.schleibinger.com

Grußwort

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

wir freuen uns, Sie heute, am 1. Juni 2023, zum mittlerweile 12. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB)“ an der TU Dresden begrüßen zu dürfen und heißen Sie herzlich willkommen!

Das Tagungsprogramm ist mit insgesamt 14 Vorträgen zu den vier Schwerpunkten „Methoden und Bewertung von Zustand, Tragsicherheit und Restlebensdauer von Bauwerken“, „Zustandsprognose, Monitoring und prädiktives SHM“, „Neue Messverfahren“ und „Aktuelle Bauwerksuntersuchungen“ sehr gut gefüllt. Die *Keynote Lecture* hält in diesem Jahr Marc Gutermann von der Hochschule Bremen. Prof. Gutermann gibt einen Überblick über experimentelle Belastungsversuche an mehr als 180 Deckenplatten verschiedenster Art, die er und sein Team in den vergangenen 15 Jahren durchgeführt haben. Im folgenden Vortrag schließt Gunter Hahn thematisch an. Die von ihm vorgestellten systematischen Untersuchungen in einem mehr als 100 Jahre alten denkmalgeschützten Hochbau mit ca. 22.000 m² Bruttogrundfläche trugen wesentlich zum Erhalt eines Großteils des Baubestands bei.

Dies gelang nur durch die Kombination verschiedener zerstörungsfreier und zerstörungsarmer Prüfmethode und die Übertragung lokaler Ergebnisse auf baulich ähnliche Bereiche. Aber auch eine weitere Voraussetzung muss erfüllt sein, sollen solche großen Projekte gelingen: alle Beteiligten müssen an einem Strang ziehen und den Erhalt oder den Erkenntnisgewinn als erreichenswertes Ziel verfolgen. Dieser Grundtenor wird in allen Beiträgen deutlich, in denen es um reale Anwendungen geht. Neben den beiden hier exemplarisch angesprochenen Beiträgen seien vor allem die des Brückenbaus genannt, die von der vorausdenkenden Erstellung eines

sogenannten Geburtszertifikats über die messtechnische Überwachung von Strukturen im laufenden Betrieb bis zur Datengewinnung beim Rückbau reichen, um die Erkenntnisse daraus gewinnbringend – und im besten Fall erhaltend – auch bei Folgevorhaben einbringen zu können.

Ein enormer Fortschritt ist bei den Mess- und Analysemethoden zu verzeichnen. Zum einen werden die Methoden selbst weiterentwickelt und ihre Anwendungsbereiche erweitert, zum anderen werden immer öfter verschiedene Verfahren so kombiniert, dass die jeweiligen Vorteile bestmöglich zum Tragen kommen. Die exakte, zeit- und ortskontinuierliche Erfassung von Daten, kombiniert mit deren automatisierter Aufbereitung und Auswertung ist essenzielle Grundvoraussetzung für (prädiktives) *Structural Health Monitoring* und die Erstellung digitaler Zwillinge.

Allgemein ist das Messen mit faseroptischen Sensoren auf dem Vormarsch, wobei die Messtechnik bereits während der Errichtung eines Bauwerks oder nachträglich an diesem angebracht werden kann. Fortschritte sind auch bei weiteren zerstörungsfreien oder -armen Materialanalyseverfahren zu verzeichnen. Zwei Vortragende berichten über ihre Weiterentwicklungen von bereits bei vorangegangenen Veranstaltungen vorgestellten Methoden zur exakteren Analyse des Chloridgehalts in Beton und zur Charakterisierung von Stahlguss. Und auch ein historisches Verfahren wird „wiederbelebt“. Im Beitrag von Sebastian Schulze werden Prinzip und Potenzial der Radiographie für die Bauwerkserkundung überzeugend vorgestellt und illustriert.

Die Herausgeber und das Organisationsteam wünschen allen Gästen des 12. SEUB eine informative Tagung und allen Leserinnen und Lesern eine ebensolche Lektüre!

Dresden, am 1. Juni 2023

Experimentell gestützter Tragsicherheitsnachweis von Massivdecken – Erfahrungen, Potenzial und Grenzen

Prof. Dr.-Ing. Marc Gutermann, Dipl.-Ing. Werner Malgut
Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

KURZFASSUNG

Über 60 % der Aufträge der Bauindustrie werden heute im Bestand umgesetzt. Bei Umbauten oder Aufstockungen stellt sich für den Tragwerksplaner dabei wiederkehrend die Frage nach der Tragsicherheit der Baukonstruktionen für die aktuellen Lastansätze. Besondere Herausforderungen sind historische Bauwerke, die auf der Grundlage traditioneller, baumeisterlicher Erfahrungen mit zeitgenössisch verfügbaren Materialien errichtet worden sind. Sie lassen sich mangels zuverlässiger Daten über die Baustoffe und den Lastabtrag nur selten rechnerisch zutreffend beurteilen.

Dieser Beitrag soll zurückblicken auf die vergangenen 15 Jahre, in denen wir über 180 Decken in fast 60 Bauwerken durch Belastungsversuche getestet haben. Dabei möchten wir von unseren Erfahrungen berichten, Besonderheiten herausheben und grundsätzlich das Potential sowie die Grenzen der experimentellen Tragsicherheitsanalyse bewerten.

1 Einleitung

Experimente sind Teil unserer Ingenieursgeschichte. Schon Ende des 19. Jahrhunderts wurde erkannt, dass nur durch Versuche und Erfahrung die komplexen Zusammenhänge der Werkstoffgesetze und Mechanik verständlich werden und Konstruktionsempfehlungen abgesichert werden können [1]. Das grundsätzliche Prinzip ist einfach und bewährt: es wird ein Bauteil belastet und seine Reaktionen werden gemessen (Bild 1). Je nach Zielrichtung der Aufgabe kann in drei unterschiedliche Verfahren unterschieden werden [2]:

- A) Tragsicherheitsbewertung,
- B) Systemmessungen,
- C) Tragfähigkeitsmessungen (Bruchversuche).

Jedes Konzept hat seine prädestinierten Einsatzbereiche und ist gekennzeichnet durch einen unterschiedlich hohen Aufwand ($C > A > B$). Bei allen Verfahren müssen die charakteristischen Daten eines Versuchsablaufs, wie z. B.

Lastgrößen, Verformungen, Dehnungen etc., durch elektrische Messsysteme aufgenommen und ggf. zeitgleich analysiert werden.

Die grundsätzliche Eignung und Zulässigkeit des die Rechnung begleitenden experimentellen Tragfähigkeitsnachweises auf der Grundlage der Regelungen der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [2] wurde auch von der Fachkommission „Bautechnik“ der ARGEBAU bestätigt [3]. Die versuchsgestützte Bemessung ist zudem im aktuellen Normenwerk der Eurocodes enthalten, z. B. in den Grundlagen der Tragwerksplanung [4] oder in der Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken [5] (Kapitel 2.5).

Dieser Beitrag fasst die Erfahrungen der experimentellen Tragsicherheitsbewertung massiver Deckenkonstruktionen der vergangenen beiden Dekaden zusammen. Der Bogen spannt sich von historischen Tragkonstruktionen (z. B. Gewölbe-, Hohlstein- oder Eisenbetondecken; Baujahr ab 1875) bis zu neuzeitlichen Massiv-

decken (Baujahr bis 1919), die Mängel aufwiesen oder umgenutzt werden sollten.

2 Erfahrungsbericht

2.1 Historischer Rückblick

Massive Deckenkonstruktionen verdrängten die bis dahin üblichen Holzbalkendecken zunehmend ab Ende des 19. Jahrhunderts. Ursache war der Brand- und Schallschutz, dem durch baupolizeiliche Vorschriften mehr Bedeutung eingeräumt wurde [6]. In öffentlichen Gebäuden wurden bald nur noch Massivdecken verbaut. Die frühen Konstruktionen waren Ziegeldecken, die auf einer Schalung zwischen Stahlträgern als Haupttragelement hergestellt wurden. Sie können in Ausführungen mit waagerechter und gewölbter Unterseite (Kappendecken) unterschieden werden.

Das Bestreben, durch eine Patentanmeldung und deren Vermarktung einen wirtschaftlichen Erfolg zu erzielen, führte zu einer großen Vielfalt mit unzähligen Varianten im In- und Ausland [1]. Sie können grob unter der Rubrik „Rippendecke mit Hohlkörpern“ zusammengefasst werden, obwohl es statisch nicht ganz korrekt ist, da den Hohlsteinen eine Mitwirkung am Lastabtrag zugesprochen wurde. Eine Abgrenzung der Stahlsteindecken zu Rippendecken wurde neben konstruktiven Ausführungsdetails erstmals in den Eisenbetonbestimmungen von 1932 (Teil A/B) [7] aufgenommen. Eine normative Abgrenzung zur Plattenbalkendecke war bereits 1916 erfolgt [8].

Die Berechnungsmodelle für das neue Konstruktionsprinzip „Eisenbeton“ waren Anfang des 20. Jahrhunderts ebenso zahlreich wie deren Ausführungsvarianten [9]. Für die heutige statische Beurteilung dieser Decken sind konstruktive

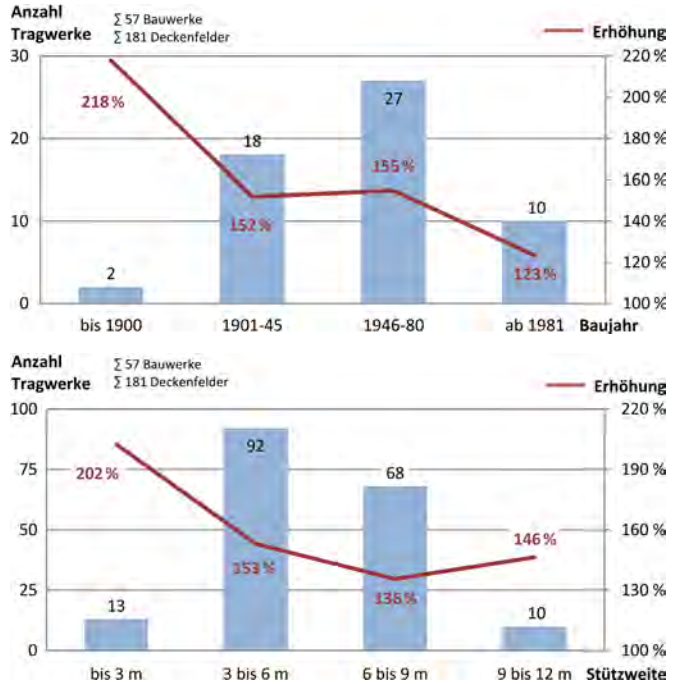


Bild 1: Durchschnittlich erreichte mittlere Nutzlasterhöhung (100 % = rechnerische Prognose) in Abhängigkeit des Baujahrs (oben) und der Stützweite (unten)

Details wichtig, wie die statische Höhe, die Dicke der Betondruckzone sowie Art und Verlauf der Bewehrung. Sollte letztere aus glatten Flachstählen oder Rundeisen bestehen, ist auf eine funktionierende Rückverankerung am Auflager zu achten. Natürlich entsprechen die Ausführungen kaum den heutigen normativen Ansprüchen. Im besonderen Bügel für den Querkraftnachweis sind Mangelware, dafür finden sich aufgebogene Längseisen, die den Verlauf der Zugtrajektorien nachbilden. Jedes Eisen wurde für seinen Einbaort individuell gebogen. Man kann daran ablesen, dass vor 100 Jahren der Arbeitslohn günstig, die Materialkosten jedoch hoch waren.

Ihre Hochzeit hatten die Ziegeldecken Anfang des 20. Jahrhunderts, bevor massive Stahlbetonplatten nach anfänglichen Bedenken (Eugen Dyckerhoff, 1901: „Wenn Sie ruhig schlafen wollen, lassen Sie das Eisen aus dem Zement heraus“ [10], S. 69) langsam die Marktvorherrschaft eroberten. Aber auch heute gibt es noch bautechnisch zugelassene Ziegeldeckensysteme.

Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionsformen wurden in der Regel alle Tragwerke aus Eisenbeton Anfang des 20. Jahrhunderts probebelastet, um deren Verwendung abzusichern. Bei Einzeltragwerken war vor der Inbetriebnahme eine Belastungsprobe durch die entsprechende Baupolizeibehörde vorgeschrieben, bzw. wurde sie fast immer verlangt [11]. Unumstritten waren Probebelastungen nie, es gab immer Kritiker, und zugegebenermaßen erscheint nicht jeder Versuchsaufbau auch geeignet gewesen zu sein, das gewünschte Problem nachzuweisen [12].

Mit der Einführung der computergestützten Berechnungsverfahren erschien in den 1970er Jahren jedes Problem rechnerisch lösbar, und Belastungsversuche traten in den Hintergrund. Der ursprünglich in der DIN 1045 (1959) [13] enthaltene §7 „Probebelastung“ ist ab der Ausgabe von 1972 nicht mehr enthalten. Ein Rechenmodell bleibt jedoch immer ein Modell und kann nur so präzise sein, wie seine Parameter und Randbedingungen angenommen wurden [14].

Es war daher absehbar, dass Belastungsversuche wieder ihre Berechtigung bekommen, z. B. wenn Tragwerke Mängel haben, Bestandsunterlagen nicht mehr auffindbar sind oder die Bewertung historischer Konstruktionen mit aktuellen Normen unvereinbar scheint. Mit dem Forschungsverbund EXTRA [15] wurden schließlich die theoretischen und praktischen Grundlagen zusammengetragen, um Belastungsversuche an Massivbauwerken durch eine

DafStb-Richtlinie zu legalisieren. Sie wurde im Jahr 2000 erstmals veröffentlicht und liegt seit 2020 in einer erweiterten Fassung vor [2].

2.2 Statistische Auswertung

An unserem Institut liegen seit den 1980er Jahren umfangreiche Erfahrungen von über 400 Belastungsversuchen im Hochbau vor. Seit 2007 waren es 181 Deckenfelder, wobei 69 historische Deckensysteme untersucht wurden (Gewölbe, Hohlstein-, Massiv- oder Rippendecke, Baujahr vor 1945). Durchweg war das beobachtete Bauwerksverhalten deutlich besser als das vermutete, immer konnte eine höhere Nutzlast empfohlen werden (im Mittel $q_{exp} / q_{th} \sim 1,5$ -fach, Bild 1). Die Nutzlaststeigerung erscheint sehr hoch, bezieht man die erreichte Steigerung jedoch auf das Lastniveau inkl. Eigen- und Ausbaulasten ($P + G + G_2$, Bild 2), ergibt sich ein Faktor von ca. 1,2, der sich schon realistischer anfühlt und sich durch effektive Tragreserven erklären lässt.

Alle aufgezeigten Nutzlaststeigerungen sind der Quotient aus experimentellem zu rechnerischem Ergebnis, das zu den Belastungsversuchen geführt hat. Bild 1, Tabelle 1 und Tabelle 2 zeigen die Abhängigkeit zwischen Rechenmodell und Ergebnis. Umso älter die Konstruktion, umso schwieriger ist der Lastabtrag mit den heutigen mathematischen Modellen zu beschreiben. Umso moderner die Baukonstruktion, umso besser passen die mathematischen Modelle zur gebauten Realität.



Bild 2: Steigerungspotenzial der Nutzlast durch Belastungsversuche (Torte = Gesamttragfähigkeit einer Massivdecke)

Baukonstruktion	Bauwerke	Deckenfelder	Mittelwert Nutzlastserhöhung auf
Gewölbe	2	4	218 %
Hohlsteindecke	7	25	163 %
Rippendecke	9	30	146 %
Massivdecke	34	118	143 %
Pi-Platte	1	4	132 %
Summe	57	181	

Tabelle 1: Durch einen Belastungsversuch durchschnittlich erreichte Nutzlastserhöhung nach Baukonstruktion (100 % = rechnerische Prognose)

Baumaterial	Bauwerke	Deckenfelder	Mittelwert Nutzlastserhöhung auf
Stampfbeton	1	2	250 %
Mauerwerk	1	2	186 %
Spannbeton	4	4	163 %
Hohlstein	7	25	158 %
Stahlbeton	44	148	145 %
Summe	57	181	

Tabelle 2: Durch einen Belastungsversuch durchschnittlich erreichte Nutzlastserhöhung nach Baumaterial (100 % = rechnerische Prognose)

Grundsätzlich waren immer Tragreserven vorhanden. Dabei war unerheblich, welches Tragsystem vorhanden war (Gewölbe, Hohlstein-, Rippen- oder Massivdecke) oder aus welcher Bauteil das Objekt stammte (1875 bis 2019). Diese sind z. B. durch höhere Materialfestigkeiten, günstige Lagerbedingungen, einen räumlichen Lastabtrag oder mitwirkende (aber rechnerisch nicht ansetzbare) Aufbauschichten begründet (Abschnitt 4.1).

Im folgenden Abschnitt 3 werden exemplarisch einzelne Projekte (Bauwerke) vorgestellt, deren Ergebnisse besondere Ursachen oder wiederkehrende Erfahrungen zeigen.

3 Typische und herausragende Projekte

3.1 Unzureichendes Rechenmodell und Stichprobenwahl

Das Autoregal KII im Kaiserhafen von Bremerhaven wurde zu Beginn der 1990er Jahre errichtet

und in Betrieb genommen. Die Geschossdecken bestehen aus schlaff bewehrten Stahlbeton-Trogplatten, die als punktgelagerte Fertigteile ausgebildet worden sind. Es handelt sich um eine 4-feldrige Stahlbetonplatte mit fünf Nebenunterzügen in Querrichtung und zwei Hauptunterzügen in Längsrichtung (Bild 3). Die Bemessung der Aufstellungsstatik wies die einzelnen Bauteile dem Lastabtrag folgend schrittweise nach: Durchlaufplatte auf Nebenunterzügen, Punktlasten auf den Hauptunterzügen.

Aufgrund immer größerer und damit schwerer werdender Fahrzeuge sollte die tragende Konstruktion statisch überprüft werden. Eine FE-Nachrechnung am Gesamtsystem ergab, dass bei den Trogplatten

sowohl die Stützmomente der Deckenspiegel als auch die Quer- und Längsunterzüge unkritisch waren. Die Feldmomente der Platten waren rechnerisch jedoch nicht nachweisbar, da sich die Biegung in den einzelnen Feldern mit der Biegung des Gesamtsystems überlagert. Zudem war die Feldbewehrung über den Nebenunterzügen gestoßen und damit die Endverankerung nicht nachweisbar.

Das Versuchskonzept wurde in Abstimmung mit den beteiligten Ingenieurbüros entwickelt und mit dem Prüfenieur abgestimmt. Zur Auswahl einer Stichprobe wurden von der Ingenieurgesellschaft Nordwest mbH, Oldenburg, alle Felder einer Bauwerksprüfung unterzogen

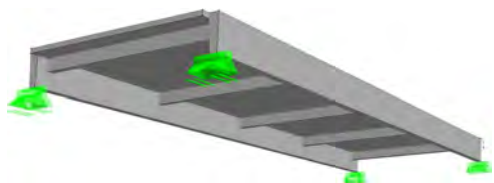


Bild 3: Untersicht Trogplatte ($l = 13,6 \text{ m}$, $b = 4,65 \text{ m}$)

und ihr Zustand bewertet. Für die Belastungsversuche im laufenden Betrieb wurden zehn Platten ausgesucht (zwei Messorte mit jeweils fünf übereinanderliegenden Troglplatten), die bei der Bauwerksprüfung als „Durchschnittsplatten“ bewertet worden waren (Zustand: „o“ bzw. „o (-)“). Alle Platten mit einer schlechteren Bewertung („-“ oder „--“) sollten konventionell saniert werden und waren daher nicht Bestandteil der experimentellen Untersuchungen. Alle weiteren Bauteile (z. B. Konsolen, Stützen, Gründung etc.) waren vom Tragwerksplaner im Bedarfsfall konventionell nachzuweisen.

Alle Versuchsziellasten wurden ohne Verletzen eines Grenzwertkriteriums erreicht, so dass die Tragsicherheit der Stahlbeton-Troglplatten, bestehend aus den Tragelementen Deckenfelder, Neben- und Hauptunterzüge, für die gewünschten Verkehrslasten $p = 1,5\text{--}3,5 \text{ kN/m}^2$ experimentell nachgewiesen werden konnte.

Durch die umfangreichen Voruntersuchungen zum Bauwerkszustand der einzelnen Troglplatten konnten die Ergebnisse ohne weitere Berechnungen oder Nachweise auf alle weiteren (ungetesteten) Decken des Autoregals KII direkt übertragen werden, sofern ihre Zustandsbe-

wertung „o (-)“ oder besser war. Es wurde im Sinne der Dauerhaftigkeit des Tragwerks (Restnutzungszeit) empfohlen, die Abdichtung der obersten Etage zu erneuern.

3.2 Baumängel – tief liegende Bügel

Die Neue Nationalgalerie in Berlin, nach den Entwürfen von Ludwig Mies van der Rohe von 1965 bis 1968 erbaut, wurde in den Jahren 2016 bis 2021 saniert [16]. Bei Sondierungen der Stahlbetonkassettendecken (StaKa-Decke) im Rahmen der Entwurfsplanung wurde festgestellt, dass die Bügelbewehrung nicht normgerecht eingebaut war. Die Betondeckung war teilweise nicht vorhanden und die oberen aufgebogenen Bügelenden schauten unten aus dem Plattenspiegel heraus. Wegen der zu tief liegenden Bügel konnte der auflagernahe Schubnachweis weder modelliert noch geführt werden, weil der Lastabtrag rechnerisch nicht nachvollzogen werden konnte.

Daher wurden 2015 in ausgewählten Feldern Probelastungen durchgeführt. In und vor der weltbekannten Halle wurden mobile Stahlrahmen errichtet, die unter den Plattenrändern verankert waren (Bild 4). Hydraulische Pressen



Bild 4: Versuchsfeld vor der Nationalgalerie

übten auf der Platte an den Stellen Druck aus, die zuvor in Vergleichsberechnungen ermittelt wurden, um die maßgebenden Querkräfte in den Stegen zu erzeugen. Eine umfangreiche Messausstattung versetzte das Versuchsteam in die Lage, zeitgleich die Bauwerksreaktionen zu analysieren, um bei kritischen Ereignissen den Versuch sofort beenden zu können. Denn weder die Gebrauchstauglichkeit noch die Dauerhaftigkeit der Bauteile durfte negativ beeinflusst werden. Wegen des Risikos eines schlagartigen Versagens im Schubbereich wurde daher neben der obligatorischen Durchbiegungs- und Dehnungsmessung auch eine Schallemissionsanalyse installiert. Sie horchte während der Belastung in den Beton hinein und sollte frühzeitig besondere Ereignisse erkennen, beispielsweise Rissbildung oder Rissuferreißung.

Die Lasten wurden zyklisch in Stufen bis zur Versuchsziellast gesteigert, um die maßgebenden Beanspruchungen inklusive aller Teilsicherheitsfaktoren im Tragwerk zu erzeugen. Weil kein Grenzwertkriterium verletzt wurde, war die gewünschte Nutzlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ nachgewiesen und eine aufwändige konventionelle Ertüchtigung beziehungsweise Abriss und Neubau der Decken ließen sich vermeiden.

3.3 Baumängel – verrutschte Hohlkörper, schlechte Rückverankerung

Für die Rohrzellendecke wurde dem Ingenieur Gustav Adolf Wayss 1908 das Patent erteilt [17]. Die Rohrzellen ersetzen Hohlsteine als verlorene Schalung und sparten deutlich Gewicht ein.

Sie sollten erhöhten Schallschutz bieten und führten dabei zu einem sehr guten Verbund mit dem Putz, was heute noch jedem Sanierer Freude bereitet (Bild 5). Das untersuchte Gebäude (Baujahr 1910/11) steht heute am Anfang der Fußgängerzone in Bremen an prominenter Stelle und war ursprünglich von den Architekten H. W. Behrens und F. Neumark als Geschäfts- und Bürohaus geplant worden. Erd- und Obergeschoss wurden bereits vom Einzelhandel genutzt, die oberen vier Geschosse sollten zukünftig als Apartmenthotel dienen. Daraus ergaben sich nachzuweisende Verkehrslasten von $2,5 \leq p \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$ zzgl. Trennwandzuschlag ($1,5 \text{ kN/m}^2$).

An allen Decken wurden die verlorene Schalung aus Rohrzellenkästen entfernt und die Oberfläche gestrahlt, so dass der Zustand begutachtet werden konnte (Bild 5, links). Teilweise waren die Schalungskästen verrutscht, so dass die Rippenbreiten sehr ungleichmäßig ausgefallen waren. Bei vielen Rippen lag die Bewehrung frei und vereinzelt zeichneten sich bei schmalen Rippen ($b \leq 11 \text{ cm}$) auflagernah bereits Schubrisse ab (Bild 5, rechts). Diese vorgeschädigten Rippen konnten nur für ein Lastniveau $p = 3,28 \text{ kN/m}^2$ zzgl. Trennwandzuschlag nachgewiesen werden und mussten konventionell verstärkt werden. Alle anderen Bereiche waren ausreichend tragsicher.

In gesonderten Versuchen wurde auch die konzentrierte Einzellast ($Q_k = 4,0 \text{ kN}$, eingeleitet auf $A = 5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$) auf den dünnen Plattenspiegeln ($d \sim 10 \text{ cm}$) nachgewiesen. Des Weiteren



Bild 5: Wayss'sche Rohrzellendecke (links) mit auflagernahem Schubriss (rechts)

wurde festgestellt, dass sich der Estrich nicht in allen vier getesteten Geschossen am Lastabtrag beteiligte. Nur an der Decke über EG war der Verbund ausreichend, um die Biegeschubspannungen zu übertragen. Ein lauter Knall sorgte während eines Versuches für Aufregung: wie sich herausstellte, war die aufgebogene Rückverankerung eines glatten Bewehrungsstahls nicht vollständig einbetoniert, so dass er durchrutschen konnte.

3.4 Unbekannter Lastabtrag – Denkmalschutz

Das Tragsystem von denkmalgeschützten Balkonen, 1928 nach Plänen von Hans Ohnesorge erbaut, konnte zwar durch zerstörungsarme Voruntersuchungen identifiziert werden, eine Aussage über die Tragfähigkeit war jedoch ohne genaue Kenntnis der Bewehrung, einschließlich Festigkeiten, Lage und Verankerung, nicht möglich. Mit Belastungsversuchen (Bild 6) konnte eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden, so dass die Balkone für die aktuellen Lastansätze aus Schnee- und Verkehrslast freigegeben werden konnten. Für die Tests wurde Ballast am Boden platziert, gegen den die Balkone hydraulisch gezogen werden konnten. Ein interessanter Nebeneffekt war, dass bei einem Balkon der mittragende Effekt der massiven Balkongeländer bestimmt werden konnte – der Ver-



Bild 6: Denkmalgeschützter Balkon mit unbekanntem Lastabtrag (Bewehrung)

gleich der beiden Messungen (mit und ohne Geländerbefestigung) zeigte jedoch keine großen Unterschiede in den Kraft-Reaktions-Kurven.

3.5 Veränderung des statischen Systems

Ein Stahlbetonskelettbau aus dem Jahr 1965 wurde 2014 umfangreich umgebaut. Während des Bauprozesses wurden innenliegende Bereiche der sogenannten Kaiserdecken [18] abgerissen, wodurch sich die statischen Systeme und Beanspruchungen der durchlaufenden Rippendecken erheblich veränderten. Aus ehemaligen Innenfeldern wurden Endfelder mit bis zu 37 % Veränderungen von Feld- und Stützmomenten, die nur noch experimentell unter Ausnutzung vorhandener Tragreserven nachgewiesen werden konnten (Bild 7).

3.6 Baumangel – angebohrte Spannlitzen

Bei Spannbetonbauteilen muss zur Berechnung neben Anzahl und Lage der Spannglieder auch die Vorspannkraft bekannt sein. Bei einem Verbrauchermarkt in Bremerhaven waren dazu keine Unterlagen mehr vorhanden. Das Messkonzept umfasste neben der üblichen Messtechnik zusätzlich eine Schallemissionsanalyse. Diese zusätzliche Absicherung war auch deswegen geboten, weil durch Endoskopie von Installations-

böhrungen festgestellt wurde, dass einige Spannglieder angebohrt und damit beschädigt waren. Rechnerisch als Totalausfall zu bewerten, wurde im Belastungsversuch eine ausreichende Resttragfähigkeit der geschädigten Spannbetonbinder nachgewiesen (Bild 8).

3.7 Systemmessung – Ermüdungsnachweis

Systemmessungen überprüfen das aktuelle Tragverhalten eines Bauwerks etwa im Gebrauchslastniveau, um zum Beispiel bekannte Schäden



Bild 7: Herausgetrennte Deckenbereiche veränderten die Statik

zu überwachen oder Berechnungsannahmen zu verifizieren (Abschnitt 1). Ein Beispiel ist die messtechnische Überprüfung der Stahlbetondecke eines ehemaligen Flugzeughangars, die als Produktionsfläche mit Verkehrslasten SLW 30 bzw. einer Flächenlast 10 kN/m^2 genutzt wurde. Für den Warentransport sollten mehrere Gabelstapler F14 (bis 9,0 t Gesamtgewicht) mit Begegnungsverkehr eingesetzt werden. Der Nachweis einer ausreichenden statischen Tragfähigkeit konnte für alle Bauteile geführt werden, nur der Ermüdungsnachweis für die Deckenplatte ($l_s = 2,20 \text{ m}$) misslang. Es bestand die Hoffnung, dass die tatsächlichen Schwingbreiten der Plattenbewehrung unter dem Grenzwert $\Delta\sigma_s$ nach DIN EN 1992-1-1 [5]



Bild 8: Test eines Spannbetonbinders mit angebohrten Spannritzten



Bild 9: Dehnungsmessung am freigelegten Bewehrungsstahl



bleiben, so dass ein genauer Ermüdungsnachweis nicht geführt werden musste. Dazu wurde an den maßgebenden Stellen Bewehrungsstahl freigelegt und mit Dehnungsmessstreifen ausgestattet (Bild 9).

Anschließend wurden Kurzzeitmessungen mit kontrollierten Überfahrten durchgeführt (Abmessungen und Gewichte bekannt), bevor die Messkette eine Woche lang dazu genutzt wurde, um die Schwingbreiten im regulären Betrieb aufzuzeichnen. Aus den Messwerten ließ sich entnehmen, dass

- der Schwingbeiwert von $\Phi = 1,40$ auch tatsächlich entsteht (Verhältnis der Messwerte dynamisch / ruhend),
- die maximal gemessene Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{s,max}$ deutlich unter dem Grenzwert für geschweißte Bewehrungsstähle blieb ($\Delta\sigma_{s,max} = 25,9 \text{ N/mm}^2 \leq k_1 = 70 \text{ N/mm}^2$) und
- die Spannungsdifferenzen im Betrieb noch unter denen der Kurzzeitmessungen blieben.

Die Ermüdungssicherheit für den gleichzeitigen Betrieb von zwei Gegengewichtstaplern FI4 (bis 9,0 t Gesamtgewicht) war erfolgreich nachgewiesen. Da die Belastungshistorie des über 80 Jahre alten Bauwerks nicht vollständig vorlag, wurde empfohlen, den Bauwerkszustand durch regelmäßige Untersuchungen im Restnutzungszeitraum zu überwachen.

4 Tragreserven und Grenzen

4.1 Tragreserven

4.1.1 Lagerbedingungen

Bei der Suche nach Tragreserven rücken zuerst die realen Randbedingungen in den Fokus. Frei drehbare Lager, die rechnerisch angesetzt werden, sind in der Realität selten zu finden. Meist führt die Einbausituation zu einer Teileinspannung, die in den Versuchen auch durch Sensoren quantifiziert werden kann. Eine Umlagerung von Biegemomenten kann helfen, die Tragsicherheit nachzuweisen, allerdings muss die Rotationsbehinderung auch bei γ -fachen Lasten intakt bleiben und darf sich nicht z. B. durch Rissbildung auflösen.

4.1.2 Lastabtrag – Modellbildung, mitttragende Aufbauschichten

Alle Rechenannahmen müssen auf der sicheren Seite liegen. Sowohl das statische Modell als auch das Bemessungsmodell enthalten daher Sicherheiten. So werden Massivbauwerke z. B. im gerissenen Zustand (Zustand II) bemessen. Bei vielen der getesteten Decken stellten sich Risse erst oberhalb der (erhöhten) Gebrauchslast ein, die sich auch unter Versuchsziellast (inkl. Teilsicherheitsbewerten) keinem abgeschlossenen Rissbild (Zustand II)

annäherten. FE-Vergleichsrechnungen zeigten, dass sich unter Ansatz von Betonzugspannungen die Modelle wirklichkeitsnah kalibrieren lassen.

Bei kurzen Spannweiten wird häufig vermutet, dass sich eine Gewölbewirkung eingestellt hat. Beim Tragfähigkeitsnachweis und damit der einmaligen und kurzfristigen Überlastung kann sie zu wesentlich günstigeren Ergebnissen führen. Damit sich eine Druckmembran mit Zugband überhaupt einstellen kann, sind nach [19] im Wesentlichen zwei Bedingungen einzuhalten:

- Die Scheitelsenkung Δf darf maximal die halbe statische Höhe h betragen.
- Es kann sich in Relation zur Stützweite L eine ausreichend große Scheitelsenkung Δf einstellen: $\Delta f \sim L / 50$.

In den meisten Belastungsversuchen lag die Scheitelsenkung im Bereich $L/300$ bis $L/1.000$ und war nach [19] zu gering, um die Druckmembran zu aktivieren. Die Annahme einer Bogenwirkung kann als Grund für Tragreserven nicht herangezogen werden.

Besonders in historischen Gebäuden mit mehreren Sanierungsphasen sind auf dem Konstruktionsbeton oft mehrere Aufbauschichten verbaut. Rechnerisch werden diese nur als Last und nicht als Druckzonenverstärkung angesetzt. In Belastungsversuchen kann der Effekt z. B. durch Messen der Betonstauchung auf der Ebene des Konstruktionsbetons und der Aufbauschicht quantifiziert werden. Die Verstärkung kann zu einer Reduktion der Beanspruchungen über 10 % ([20], S. 76 ff.) führen – vorausgesetzt, die Aufbauschichten werden nicht entfernt. Die mittragende Wirkung setzt eine ausreichende Schubübertragung zwischen den Schichten voraus. Wenn im Falle der Sanierungsplanung die Haftzugprüfung des Altbetons fehlschlägt, haben Belastungsversuche in Probereichen mit Aufbeton gezeigt, dass das verstärkte System trotzdem nachgewiesen werden kann.

4.2 Grenzen und Kritik

Belastungsversuchen sind Grenzen gesetzt. Zum einen ist dies die technische Beschränkung durch die Versuchstechnik, zum anderen die wirtschaftliche Sinnfälligkeit der Maßnahme. Bei stark und großflächig geschädigten Konstruktionen können konventionelle Verstärkungen oder Abriss/Neubau ökonomischer sein. Brand- oder Schallschutznachweise können den Erhalt von Bestandskonstruktionen ebenfalls hinfällig machen.

Leider lassen auch Belastungsversuche trotz Analyse des Kurz- und Langzeittragverhaltens keine Feststellung der Restnutzungsdauer zu. Im Rahmen des Unterhaltungsmanagements ist es aber ein verbreiteter Ansatz, dass die Dauerhaftigkeit und damit die Gültigkeit des Ergebnisses durch wiederkehrende Bauwerksprüfungen kontrolliert wird. Erst eine Zustandsverschlechterung gibt Anlass für weiterführende Untersuchungen – wie bei einem Neubau auch.

Weil die Versuchsziellast Lastniveaus erreicht, die das beprobte Bauteil meist noch nie getragen hat und auch wahrscheinlich nie wieder tragen muss, wird unterstellt, dass Belastungsversuche das Bauwerk schädigen. Ein geeignetes Messkonzept schließt dieses Risiko jedoch nahezu aus. Umgekehrt gab es Bauwerke (Stahlbetonbrücken), die trotz hoher Belastung nicht in den Zustand II übergingen, so dass vom Prüfingenieur im Nachgang ein gesonderter rechnerischer Nachweis verlangt wurde.

Unsere Erfahrungen haben gezeigt, dass sehr hohe Nutzlaststeigerungen möglich sind (Abschnitt 2.2). Es wurde kritisiert, dass durch das Ausnutzen erhöhter Verkehrslasten der Abstand zur Traglast vermindert wird. Natürlich werden bei Experimenten latente Tragreserven ausgeschöpft, so dass sich das neue Nutzlastniveau der Traglast annähert. Die Tragsicherheit wird jedoch inkl. der genormten Teilsicherheitsfaktoren nachgewiesen, so dass nach unserer heutigen Sicherheitsphilosophie nicht von einer verminderten Tragsicherheit gesprochen werden kann.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Experimentell gestützte Nachweise loten die Tragwerksreserven bestehender Bauwerke aus und können selbst dann ein erfolversprechender Lösungsansatz sein, wenn umfangreiche rechnerische Analysen unbefriedigende Ergebnisse erzielt haben. Insbesondere bei historischen Tragkonstruktionen, die durch aktuelle Normenkonzepte nicht beschrieben werden können, helfen sie auch bei veränderten Nutzungsansprüchen, den Nachweis ausreichender Tragsicherheit zu führen. Voranschreitender Computerhörigkeit trotzend bieten sie eine wirtschaftlich attraktive Alternative zu Abriss und Neubau und leisten einen wichtigen Beitrag, graue Energie und Baukultur zu bewahren sowie Ressourcenverbrauch und Emissionen zu reduzieren.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligten, die mit ihrem Engagement und der konstruktiven Zusammenarbeit wesentlich zum Gelingen der komplexen Aufgaben beigetragen haben. Besonderer Dank gilt allen Auftraggebern, die unseren Prognosen und Erfahrungswerten vertraut und die Einsätze beauftragt haben. Wir hoffen, dass auch weiterhin die Restnutzungsdauer bei vielen Bauwerken durch experimentelle Untersuchungen verlängert werden kann.

Literatur

- [1] Voormann, F.: Von der unbewehrten Hohlsteindecke zur Spannbetondecke – Massivdecken zu Beginn des 20. Jahrhunderts. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), S. 836–846 – DOI: 10.1002/best.200590218
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 07/2020.
- [3] Manleitner, S.; Opitz, H.; Steffens, K.: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2011) 7, S. 488–494.
- [4] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D (informativ)
- [5] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.
- [6] Voormann, F.: Historische Ziegeldeckenkonstruktionen. Bautechnik 81 (2004), S. 603–609 – DOI: 10.1002/bate.200490144
- [7] DAfEb (Hrsg.): Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Ernst & Sohn, 1932.
- [8] DAfEb (Hrsg.): Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton. 13.01.1916.
- [9] Jürges, T.: Die Entwicklung der Biege-, Schub- und Verformungsbemessung im Stahlbetonbau und ihre Anwendung in der Tragwerklehre. Diss., TH Aachen, 2000 – URL: urn:nbn:de:hbz:82-opus-431
- [10] Haegermann, G.; Huberti, G.; Möll, H.: Vom Caementum zum Spannbeton – Beiträge zur Geschichte des Betons, Bd. 1. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag, 1964.
- [11] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probebelastung – Teil 1: Geschichtliche Entwicklung im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts. Bautechnik 87 (2010) 11 – DOI: 10.1002/bate.201010047
- [12] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probebelastung – Teil 2: Entwicklung von Normen und heutige Anwendung. Bautechnik 87 (2010) 12 – DOI: 10.1002/bate.201010052
- [13] DIN 1045:1959-11: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton.
- [14] Opitz, H.: Tragfähigkeitsbewertung bestehender Massivbrücken durch Belastungsversuche. Wiss. Zeitschrift der TU Dresden 47 (1998) 5/6, S. 119–124.
- [15] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung. Abschlussbericht, Kooperatives Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, 1995.
- [16] Gutermann, M.: Deckentragtest. Tragsicherheit für den fließenden Raum. In: Neue Nationalgalerie. Sanierung einer Architekturikone, Berlin: jovis Verlag GmbH, 2021, S. 192–195.
- [17] Wayss, G. A.: Die Wayss'schen Rohr-Zellen. Ihre Fabrikation und Verwendung zur Herstellung von Zellen- und Plattenbalken mit ebener Untersicht in Eisenbetonkonstruktion. Wien, 1908.
- [18] Kaiser, W.: Bemessungsverfahren massiver Deckenkonstruktionen für den Neu- und Wiederaufbau. Stuttgart: Baumgarten & Schuler, 1947.
- [19] Herzog, M.: Die Membranwirkung in Stahlbetonplatten nach Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau 71 (1976) 11, S. 270–275.
- [20] Gutermann, M.: Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Diss., TU Dresden, 2003 – <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:swb:14-1062059931515-51848>

Bildquellen

Bilder 1, 2, 4, 5, 7–9: Marc Gutermann

Bilder 3, 6: Dennis Kahl

Systematische Bauwerksanalyse mittels ZfP-Verfahren mit anschließenden Belastungsversuchen im Alten Polizeipräsidium in Frankfurt a. M.

M. Sc. Markus Fischer¹, Dipl.-Ing. (FH) Gunter Hahn¹, M. Sc. Martin Löhr²,
Dipl.-Ing. Horst Peseke²

¹ lexB GmbH, Leipzig

² B+G Ingenieure Bollinger und Grohmann GmbH, Frankfurt a.M.

KURZFASSUNG

Das 1911–1914 errichtete Neue Königliche Polizeipräsidium am Hohenzollernplatz wurde 1944 teilweise zerstört, wiederaufgebaut und über die fast 110-jährige Lebensdauer immer wieder verändert. Im Zuge der geplanten Revitalisierung des heutigen Kulturdenkmals sind unter anderem Eingriffe in die bestehende Tragkonstruktion vorgesehen, welche zu Änderungen der statischen Systeme sowie des Lastabtrags und der Lastweitergabe führen.

In diesem Beitrag werden die Aspekte der systematischen Strukturanalyse am Objekt für eine experimentelle Tragwerksbeurteilung erläutert. Durch Voruntersuchungen mithilfe verschiedener Prüfverfahren wurden Deckentypen, deren Spannrichtungen, Aufbauten und deren Verteilung innerhalb des Gebäudes festgestellt. Anschließend wurden, unter Betrachtung der Schnittgrößenänderung aus den geplanten Eingriffen in die bestehende Deckensysteme, experimentelle Tragsicherheitsbewertungen durchgeführt.

1 Einleitung

1.1 Baukulturelle Einordnung des Polizeipräsidioms

Die im Deutschen Krieg von den Preußen 1866 annektierte Freie Stadt Frankfurt wurde Teil der Provinz Hessen-Nassau und unterstand der königlichen-preußischen Polizei. Die Bevölkerungszunahme und die weite räumliche Verteilung einzelner Abteilungen im Stadtgebiet sowie die wachsenden Ausgaben für Bestandsgebäude bedingten die Notwendigkeit eines Neubaus [1]. Somit wurde zwischen 1911–1914 *Das neue Polizei-Präsidium auf dem Hohenzollernplatz* in der Nähe des Frankfurter Hauptbahnhofes errichtet (Bild 1). Der viergeschossige Bau weist eine Bruttogrundfläche von etwa 22.000 m² auf. Der Grundriss gliedert sich in einen straßenseitigen, 104 m langen Hauptriegel, an den drei Querriegel anschließen; zusammen

bilden sie drei Innenhöfe (Bild 2). Eine zweiarmige repräsentative Haupttreppe im Mittelbau führt in das erste Obergeschoss, dem ehemaligen Geschoss des Polizeipräsidenten mit einem großen Sitzungssaal. Der Mittelbau zeichnet sich durch seine hohen neobarocken und neoklassizistischen Ausstattungen mit Stützen aus Fichtelgebirgsgranit, Kassettendecken und Kreuzkappendecken aus [2], [3].

Die Luftangriffe der Alliierten auf Frankfurt beschädigten das Polizeipräsidium: das gesamte Dach und Teile im Südosten des straßenseitigen Hauptriegels wurden zerstört. Nach Kriegsende wurde durch Notsicherungen das Gebäude wieder nutzbar. Aufgrund der komplett zerstörten Innenstadt und damit auch des Römers, das Rathaus in Frankfurt, tagten die Stadtverordneten im dem großen Sitzungssaal im Mittelbau, weshalb die 140 m² große Rohbetondecke durch den Frankfurter Adler und Wappen um-



Bild 1: Ansichtskarte um 1915, Hauptansicht am Hohenzollernplatz

liegender Städte sowie Sandsteinanmutungen verziert wurde (Bild 3).

Der Wiederaufbau erfolgte ab Anfang der 1950er Jahre. Der teilzerstörte Südosten des Hauptriegels wurde wiederaufgebaut. Hier wurden neue Deckensysteme über vier Geschosse errichtet. Andere beschädigte Deckenbereiche wurden ebenfalls ersetzt oder verstärkt.

Das Objekt steht nach dem Hessischen Denkmalschutzgesetz als Kulturdenkmal unter Schutz. Nach dem Auszug der Polizei Anfang 2002 verwaahlste das Gebäude trotz der Übergangsnutzung, bis es 2018 an einen Düsseldorfer Investor verkauft wurde. Dieser plant nun die denkmalgerechte Revitalisierung des Hauptriegels.

1.2 Geplantes Nutzungskonzept

Mit der Revitalisierung wird eine zeitgemäße und zukunftsorientierte Nutzung des Gebäudes als Ganzes mit denkmalverträglichen Veränderungen beabsichtigt. Das Gebäude soll Büro- und Gastronomieeinheiten erhalten; dies ent-

spricht weitgehend der bauzeitlichen Planung. Das Gebäude wird in Teilbereichen bis auf den Rohbau zurückgeführt, in anderen Teilbereichen wird die wertvolle Ausstattung gesichert und restauriert.

Eingriffe werden durch planungsrechtliche Anforderungen (z. B. Brandschutz, Flucht- und Rettungswege, fünf Erschließungskerne) erforderlich. Komfortverbesserungen erfolgen durch die Installation einer angemessenen technischen Gebäudeausrüstung. In Verbindung mit der unveränderten Nutzung kann das Denkmal entsprechend seines Potentials weiter genutzt werden. In einem intensiven Abwägungsprozess wurde zwischen den Eingriffen und den aktuellen Anforderungen eine denkmalverträgliche Lösung erarbeitet. Diese war damit denkmalrechtlich genehmigungsfähig.

1.3 Eisenbetonbau

Das Tragwerk ist ingenieurgeschichtlich in die Anfangsphase der Standardisierung des Eisenbetonbaus, als Verbundbauweise, einzuordnen.

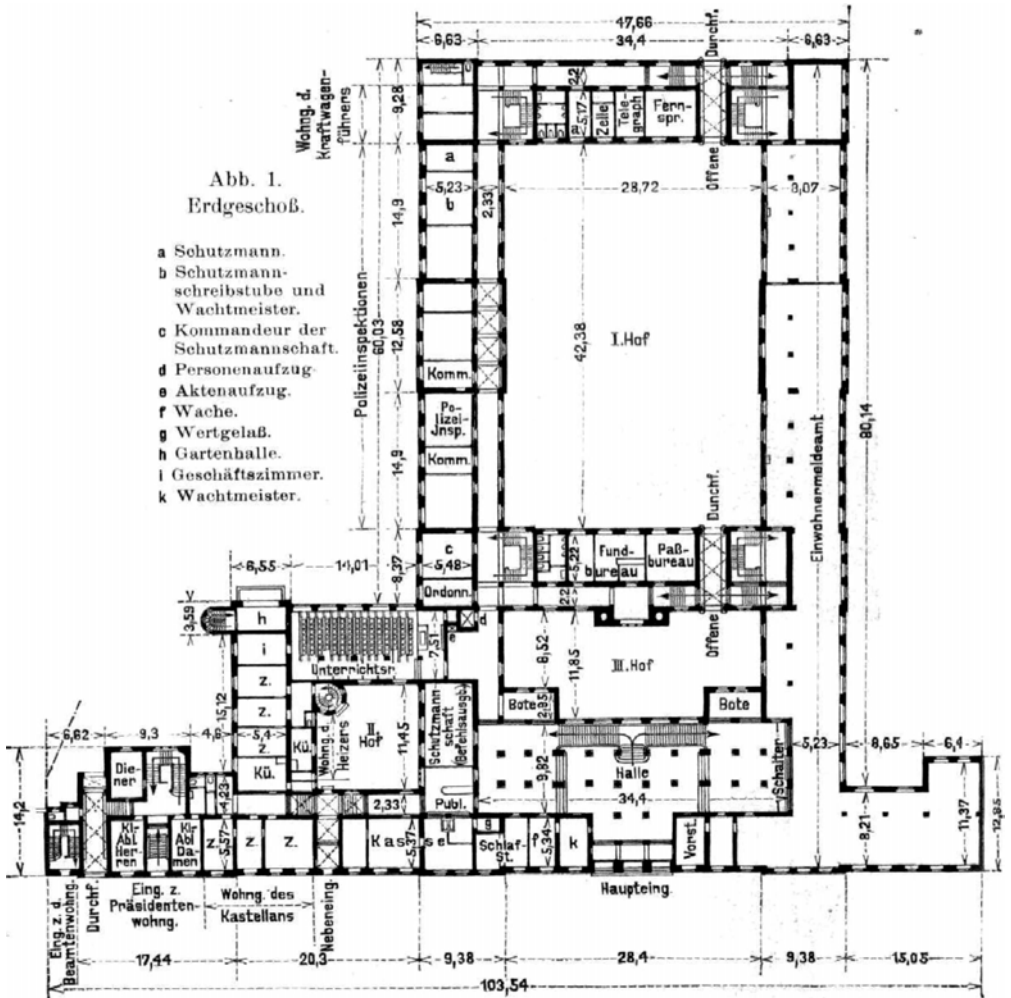


Bild 2: Erdgeschossplan 1915 [2]

Neben den entstehenden Regelwerken (Bestimmung für die Ausführung von Bauwerken aus Beton, 1916) und Zeitschriften (Beton u. Eisen, 1900, Armierter Beton 1916) sind Lehrbücher (E. Mörsch: Der Betoneisenbau, ab 1902) und Patente (z. B. von F. Hennebique) Promotoren des Eisenbetonbaus. Dieser stand mit den anderen Bauweisen (Holzbalkendecken) im Wettbewerb, er hatte durch seine Feuerbeständigkeit in der Gesamtbetrachtung einen Vorteil. Die Baukosten sind wesentlich von den Materialpreisen bestimmt, infolgedessen erfolgte der Einsatz

gerade von Zement und Eisen sehr materialökonomisch. Deshalb und wegen der baustellenbezogenen Herstellung des Betons und der Eisenverlegung ist mit erheblichen Streuungen zu rechnen, die ein umfangreiches Untersuchungsprogramm bedingen.

2 Strukturanalyse

Bei diesem Objekt zeigten sich Besonderheiten in den Rahmenbedingungen für die tragwerksplanerischen Aufgaben. Die Grundlage



Bild 3: Deckengemälde im Sitzungssaal [5]

Epochen errichteten Deckentypen zu identifizieren und zu kategorisieren. Weitere Ziele waren, ein allgemeines Verständnis der Bauweise, der statischen Systeme, des Aufbaus und dessen Verortung sowie mögliche Auffälligkeiten in der Struktur zu identifizieren.

Im Detail sind hierzu folgende Parameter an den Bauteilen zu untersuchen:

der Planung beschränkte sich auf den geringen Unterlagenbestand aus bauzeitlichen Entwurfszeichnungen, Wiederaufbauplänen nach dem zweiten Weltkrieg und unterschiedlichen neuzeitlichen Aufmaßplänen. Die bauzeitlichen statischen Berechnungen, Ausführungsunterlagen, Bautagebücher und dgl. sind nicht mehr vorhanden. In solch einem Fall ist eine Analyse und Beschreibung der baulichen Struktur in ihrem Aufbau, ihrer Materialität und Fügung sowie ihres Trag- und Verformungsverhaltens einschließlich des konstruktiven Brandschutzes im Rahmen der Planung zu erbringen und zu dokumentieren. Darüber hinaus bildet eine Analyse der Deckentypen die Basis für die geplante experimentelle Tragsicherheitsbewertung in Form von Belastungsversuchen.

- geometrisch: Anordnung von Unterzügen und Vouten, Deckenstärken, Querschnittsabmessungen, Schichtenaufbau des Fußbodens,
- konstruktiv: Bewehrungsanordnung und -art, Betonüberdeckung,
- materiell: Beton- und Bewehrungseigenschaften.

Die Analyse erfolgte in verschiedenen Phasen und bediente sich je nach Fragestellung unterschiedlicher Verfahren, Methoden und Techniken. Die Stufen unterscheiden sich durch eine aufeinander aufbauende, zunehmende Fokussierung auf Einzelaspekte der Struktur. Mit jeder weiteren Stufe wird der Grad zerstörender Eingriffe und der Einsatz spezialisierter Untersuchungsverfahren wahrscheinlicher.

2.1 Ziele und Verfahren

Das übergeordnete Ziel der Analyse war, die bauzeitlichen und die in den nachfolgenden

Für das Polizeipräsidium wurde ein 4-Phasen-Konzept zur systematischen Strukturanalyse angewendet (Tabelle 1 und Bild 4).

Phase		Inhalt
0	Visueller Abgleich	Inaugenscheinnahme der Struktur, Klären von Auffälligkeiten wie z. B. Abweichungen zu den Bestandsunterlagen, Veranlassung des Rückbaus von Ausbauten
I	Orientierende Untersuchung	Durchführung von Sondierungsöffnungen, -bohrungen zum konstruktiven Aufbau, Überblick über Systeme und statisch-konstruktive Fügungen
II	Vertiefte Untersuchung	Kernbohrungen für werkstofftechnologische Untersuchungen
III	Ergänzende Untersuchung	Zusätzliche Untersuchungen zur Kategorisierung aller Deckenfelder, Redundanz des Aufbaus

Tabelle 1: Phasenbeschreibung

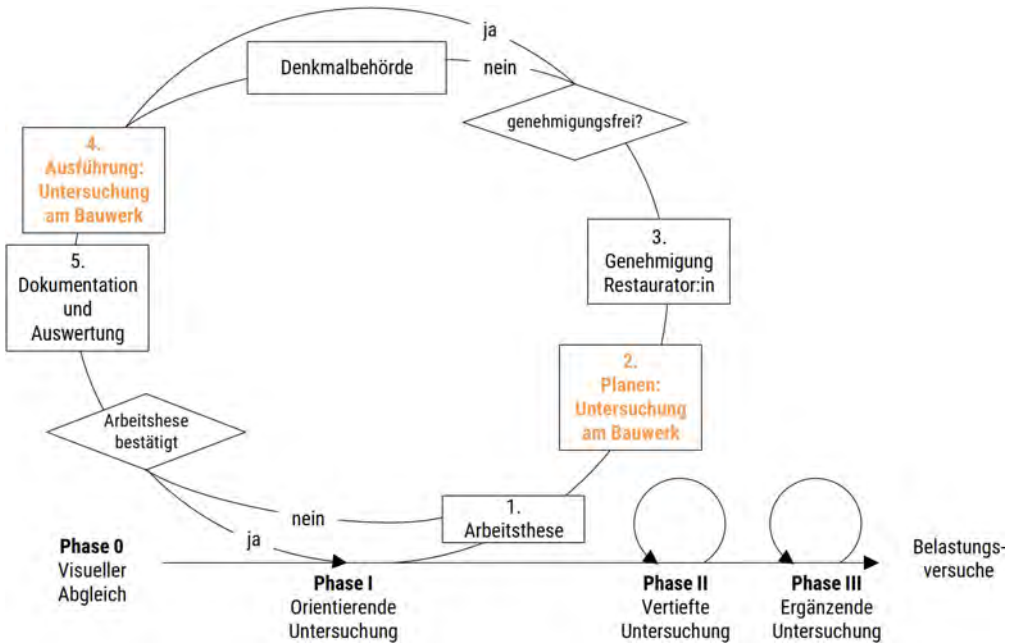


Bild 4: Prozess der Strukturanalyse

Die Phasen I bis III weisen grundsätzliche Arbeitsschritte auf:

1. **Arbeitsthese aufstellen:** Beispielhaft wurde in Phase I, basierend auf den Unterlagen und der visuellen Überprüfung, vermutete statische Deckensysteme und deren Spannrichtung in Pläne eintragen. Diese galt es zu überprüfen.
2. **Untersuchung planen:** Bezogen auf die Fragestellung wurden Untersuchungsart/-methode und -techniken ausgewählt und beschrieben.
3. **Genehmigung erwirken:** Das Untersuchungskonzept wurde mit der/dem zuständigen Restaurator:in als Vertretung der Denkmalschutzbehörde abgestimmt, um negative Auswirkungen auf Fassungen, erhaltenswerte Putze und Malereien zu vermeiden. Bei zerstörenden Eingriffen war eine behördliche Zustimmung erforderlich.
4. **Untersuchungen ausführen:** Die erforderlichen Untersuchungen wurden von einem Institut für Baustoffuntersuchungen ausgeführt.

5. **Ergebnisse auswerten und dokumentieren:** Die Ergebnisse beschreiben die Struktur hinsichtlich ihres Aufbaus, Materialität, Verbindungen und Konstruktion.

Eine wichtige Arbeitsthese im ersten Iterationsschritt war die Einteilung des Gebäudes in Teilbereiche, in denen gleiche statische Systeme, Deckentypen oder gleiche Ausbaulasten vermutet wurden. Hierzu wurde der Grundriss anhand der Bauzeit, seiner Geometrie und der dazugehörigen Nutzung (Büro/Flur, Sonderbereiche) in fünf Teilbereiche untergliedert. In diesen Teilbereichen wurden unter Beachtung der Eingriffe (Erschließungskerne) Untersuchungsstränge über die Gebäudehöhe definiert (Bild 5).

Innerhalb dieser Bereiche konnten im zweiten Schritt die Planung der Untersuchungen am Bauwerk sowie eine systematische Verortung von Methoden und Techniken für die Strukturanalyse erfolgen. Im weiteren Verlauf der Planung stellte sich heraus, dass sich die Grobeinteilung auch für mögliche experimentelle Tragsicherheitsbewertungen eignen könnte.



Bild 5: Teilbereiche, Untersuchungsstränge und Versuchsstandorte (S)

2.1.1 Methoden und Techniken

Im Rahmen der Strukturerrfassung wurden Informationen zu den Eigenlasten, Ausbaulasten, Druckfestigkeiten, Betondeckungen und Details erhoben. Hiermit konnten Aussagen zum konstruktiven Brandschutz erfolgen. Zum Einsatz kamen die in Tabelle 2 zusammengestellten Methoden und Techniken.

Mit Hilfe der untersuchten Teilbereiche konnte eine erste Schätzung der vermutlich zu erwartenden Deckentypen für die Belastungsversuche erfolgen. Zur umfänglichen Ermittlung der Deckensysteme und Festlegung von repräsentativen Untersuchungsbereichen für die an-

schließenden Belastungsversuche je Deckentyp wurde das Radarverfahren eingesetzt.

2.1.2 Radarverfahren

Um die Vielzahl der verschiedenen monolithischen Deckensysteme großflächig verifizieren zu können, wurden Radarscans im Impuls-Echo-Verfahren für die Phase III – Ergänzende Untersuchungen herangezogen. Dieses Verfahren dient der Ermittlung der parametrischen Vergleichbarkeit zur Kategorisierung und Verortung der vorherrschenden Deckensysteme sowie für die anschließende Übertragung der Ergebnisse aus den Belastungsuntersuchungen auf die ungeprüften Deckenabschnitte.

Methoden	Ziel	Technik	Menge
Zerstörungsfreie Prüfungen (ZfP)			
Sichtfenster im verdeckenden Ausbau	Struktur, Auffälligkeiten, Besonderheiten erkennen	Konventionelle handnahe Inaugenscheinnahme, Abklopfen, Messen von Rissen/Verformungen, Kontrolle von Verbindungsmitteln	95 St.
Bewehrungsdetektion	Betondeckung, Bewehrungsanordnung	Wirbelstromverfahren	185 lfm
Rückprallhammer	Schätzwert der Betondruckfestigkeiten	Härteprüfung über Rückprallwert und korrelierende Betondruckfestigkeit	optional
Zerstörungsarme Prüfungen			
Sondierungsbohrung	Geometrische Informationen	Bohrungen mit möglichst kleinen Durchmesser	20 St.
Sondierungsöffnung	ZfP kalibrieren, Inaugenscheinnahme der Bewehrung	Sichtfenster durch Aufstemmen von Putz, Bodenbelag, Estrich und Betondeckung	45 St.
Kernbohrung	Betondruckfestigkeit	Bohrkernentnahme am Bauteil	15 St.

Tabelle 2: Übersicht von Methoden und Techniken der Strukturerrfassung

Beim hier verwendeten Radarverfahren werden hochfrequente, elektromagnetische Impulse in das Bauteil gesendet, die an Grenzflächen, wie Bewehrung, Fehlstellen oder Materialübergängen, zurückgeworfen und vom Empfänger bildgebend erfasst werden [6].

Ein entscheidender Vorteil dieses Analyseverfahrens ist hierbei die flächendeckende Durchführbarkeit der Messungen von der Oberseite der Decke. Hierdurch können mit einem vergleichbar geringen Zeitaufwand großflächige Messungen durchgeführt werden, ohne dass Ausbauten zurückgebaut werden müssen.

Folgende relevante Parameter über den strukturellen Aufbau der Deckensysteme konnten bei diesem Projekt hiermit gewonnen werden:

- Schichtenaufbau des Fußbodens, Deckenstärken inkl. Vouten,
- Positionen der Unterzüge,
- Tiefenlage, Anzahl und Abstand der Bewehrungen,
- Rippenabstände und -ausbildung.

Mittels des gewählten Analyseverfahrens konnten der vorhandene Umfang sowie die Vergleichbarkeit der einzelnen Deckentypen im Gebäude für jede Etage präzise bestimmt werden. Alle vorherrschenden Deckensysteme wurden somit für das weitere Vorgehen kategorisiert. An ausgewählten verorteten Positionen erfolgten bei Bedarf im Anschluss minimalinvasive Inspektionsöffnungen.

Im oberen Teil von Bild 6 ist der Übergang eines Spannrichtungswechsels von zwei Stahlbetondecken über dem Auflager einer Flurwand visualisiert. Die orangefarbene Linie im linken Bildabschnitt markiert den Übergang des Estrichs in die tragende Konstruktion und die blaue Linie das Rück-

wandecho (untere Bauteilkante) inkl. Voute der längsgespannten Flurdecke. Im rechten Bildabschnitt markieren die rote Linie den Übergang des Estrichs in die Tragkonstruktion, die grüne das Rückwandecho (untere Bauteilkante) sowie die in Magenta dargestellten Punkte die Tragbewehrung der quergespannten Raumdecke.

Im unteren Bildteil zeigt sich ein typisches Radargramm einer Rippendeckenkonstruktion, bei welchem die orangefarbene Linie den Übergang des Estrichs in die Aufbetonschicht markiert, die blauen Linien die Unterseite der Decke abbilden und durch die magentafarbenen Punkte die Tragbewehrung dargestellt wird.

2.2 Zusammenfassung der Strukturanalyse

Durch die Tragwerksanalyse wurden die Geometrie, Konstruktion und das Material geschossweise erfasst und verortet (Bild 7). Die Ergebnisse zeigen eine inhomogene Tragstruktur: variierende Spannweiten der Decken, geschossweise unterschiedliche Achsabstände der Unterzüge, wechselnde Systeme übereinanderliegender Decken, unterschiedliche Deckenstärken und Ausbauhöhen und damit Ausbaulasten.

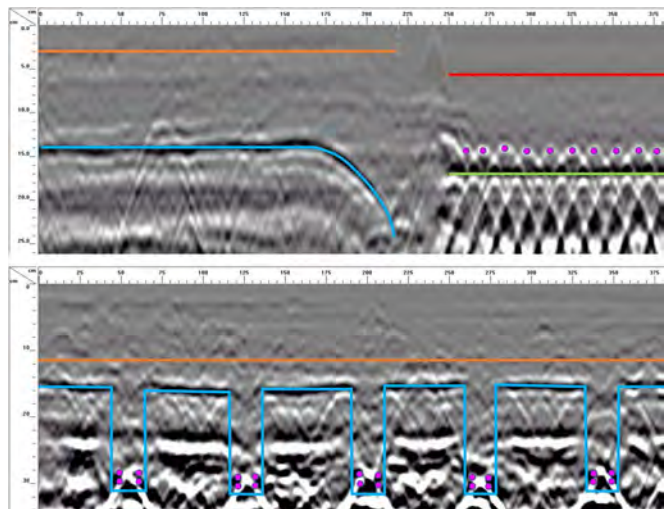


Bild 6: Beispielradargramme; oben: Spannrichtungswechsel Stahlbetondecke, unten: Rippendecke

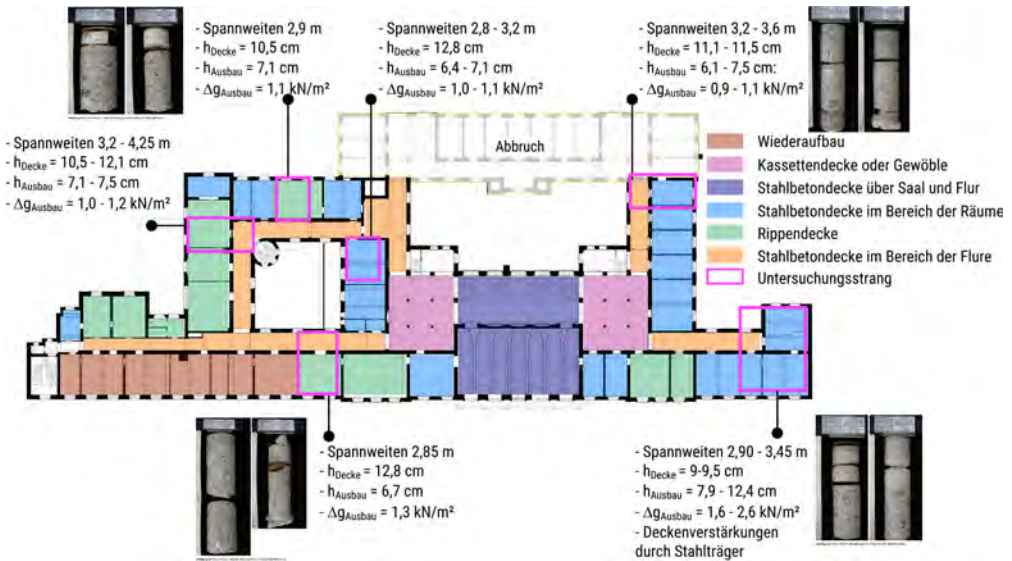


Bild 7: Dokumentation der Ergebnisse

Die grundsätzlichen Deckentypen im Gebäude konnten identifiziert werden. Durch die Radaruntersuchungen wurde zusätzlich zu den vorher vermuteten ein weiterer Deckentyp ermittelt. Außerdem konnte durch dieses Verfahren eine flächendeckende Verifizierung und Kategorisierung der einzelnen Deckensysteme erfolgen. Hierzu wurden 155 raumübergreifende Linien- und 7 Flächen-scans durchgeführt und ausgewertet. Die Deckenstruktur des diversen Bauwerks wurde erschlossen und die Gleichartigkeit der vorherrschenden Deckensysteme für die anstehenden Belastungsversuche systematisiert.

3 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Aufgrund der Ergebnisse der Tragwerksanalyse (Phasen 0 bis II) sowie der Erhaltungsabsicht der Projektbeteiligten erfolgte die Abwägung zwischen dem noch erforderlichen Erkundungsaufwand für eine statistisch abgesicherte Nachrechnung gegenüber dem Aufwand einer experimentellen Tragsicherheitsbewertung, beides mit ungewissem Ausgang. Besondere Berücksichtigung erfuhr hier der Wunsch nach einer möglichst großen Anzahl

und, wenn notwendig, möglichst schonender Eingriffe in die Bestandsstruktur. Infolgedessen wurde die experimentelle Tragsicherheitsbewertung als gleichwertige Nachweisform vorgeschlagen, konzeptioniert, beauftragt und umgesetzt.

3.1 Stichprobenumfang

Auf Grundlage der systematischen Strukturanalyse sowie auf Basis der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zu Belastungsversuchen an Betonbauwerken [8] wurden insgesamt sieben Untersuchungsstandorte in allen erforderlichen Etagen ausgewählt. Die Auswahl bezog die ungünstigsten vorherrschenden Randbedingungen, wie z. B. Spannweiten, vorgefundene Konstruktionsparameter und geplante Systemänderungen durch den Einbau der Erschließungskerne der verschiedenen Deckenkonstruktionen mit ein. Mit der Auswahl der Versuchsstandorte konnte ein aussagekräftiger Stichprobenumfang gewährleistet werden, welcher auch mehrere Übergangsbereiche beinhaltet.

Eine große Herausforderung bei der Versuchsplanung stellten hierbei die zum Teil etagenwei-

se wechselnde Anordnung der Unterzüge und die mitunter wechselnden Deckentypen dar. Der ausgewählte Versuchsumfang für die vorgefundenen Deckentypen diene als Ausgangspunkt für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{ü,R}$ nach [8] zur Berücksichtigung der Streuung in den Bauteilwiderständen bei der Übertragung der Versuchsergebnisse auf nicht probierte gleichartige Bauteile.

3.2 Lastermittlung

Die für die spätere Nutzung vorgesehenen Beanspruchungen beinhalten die jeweiligen Ausbaulasten in Form der zusätzlichen ständigen Einwirkungen G und den jeweiligen Verkehrslasten in Form der veränderliche Einwirkung Q . Diese wurden nach den gewünschten Anforderungen der Planung in drei Nutzungskategorien unterteilt:

Zusätzliche ständige Einwirkung G

Ausbaulasten in den Bereichen:

- Büronutzung $g_{G,Büro,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Flure (auch als Fluchtweg) $g_{G,Flur,k} = 2,30 \text{ kN/m}^2$
- Versammlungsräume $g_{G,Vers,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Einwirkung Q nach [9]

Trennwandzuschlag ($< 3,0 \text{ kN/m}$)

$$q_{TZ,k} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Verkehrslasten in den Kategorien:

- B1, Büronutzung $q_{KR,k} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- C3, Flure (inkl. Fluchtweg) $q_{FL,k} = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- C5, Versammlungsräume $q_{V,k} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Die ständige Last der bestehenden Deckenkonstruktion (G_1) wirkt bereits an der Untersuchungsposition im Versuch. Um die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf ungeprüfte Bereiche zu gewährleisten, müssen bauzeitlich bedingte Streuungen der Deckendicken und die damit einhergehenden, während der Untersuchung wirksamen, ständigen Einwirkungen berücksichtigt werden. Aufgrund der durchgeführten Bauwerksanalyse und der hiermit verbundenen Ermittlung der Streuung im Schichtenaufbau wurde der Sicherheitsfaktor γ_{g1} mit 1,20 gewählt.

Die nachzuweisenden Lasten beinhalten des Weiteren die Teilsicherheitsbeiwerte für alle zusätzlichen ständigen Einwirkungen $g_{G,j} = 1,35$ und alle veränderlichen Einwirkungen $g_{Q,1} = 1,50$ gemäß [10]. Die im Versuch nachzuweisenden Lasten werden nach [8] wie folgt berechnet:

$$F_{Ziel} = \gamma_{ü,R} \cdot [(Y_{G,1} - 1,0) \cdot G_1 + \sum_{j>1} Y_{G,j} \cdot G_{k,j} + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} Y_{Q,i} \cdot Y_{0,i} \cdot Q_{k,i}]$$

3.3 Schnittgrößenvergleiche zur Versuchslastermittlung

Der geplante Einbau der Erschließungskerne sieht unvermeidbare Eingriffe in lokal begrenzte Teilbereiche der bestehenden Deckenstruktur vor. Diese beeinflussen das gesamte Durchlaufsystem eines vorgefundenen Deckentyps, wie an den Versuchsstandorten 1 und 3. Die hierdurch bedingten Systemänderungen definieren den nach dem Einbau des Erschließungskerns hergestellten Soll-Zustand. Da der experimentelle Tragsicherheitsnachweis vor den Umbaumaßnahmen als Planungsgrundlage zu erfolgen hatte, galt es, dass Bestandssystem mit den neuen Anforderungen nachzuweisen. Hierfür wurden die statischen Modelle sowohl des bestehenden als auch des zukünftig geplanten Systems erstellt und die erforderlichen Schnittgrößen und Lastpositionen zur Berechnung der Versuchslasten herangezogen.

3.4 Versuchsplanung

Die Versuchsplanung bezieht möglichst alle vor Ort vorherrschenden Randbedingungen mit ein. Ein modulares Stahlrahmensystem diene als Rückverankerung für die hydraulisch betriebenen Zylinder, welche die Selbstsicherung der Versuche garantierten. Die Steuerung der verschiedenen Hydraulikzylinder erfolgte über die Regelung des Öldrucks. Die Stahlrahmen wurden an die jeweilige Gebäudegeometrie flexibel angepasst und leiteten die Kräfte je nach Art des gewählten Kräftekreislaufes in die tragende Struktur des Gebäudes ab (Bild 8). Es ist von essenzieller Bedeutung, diesen Kreislauf so auszubilden, dass keine unplanmäßig eingetragenen Lasten die Gebäudestruktur überbeanspruchen.

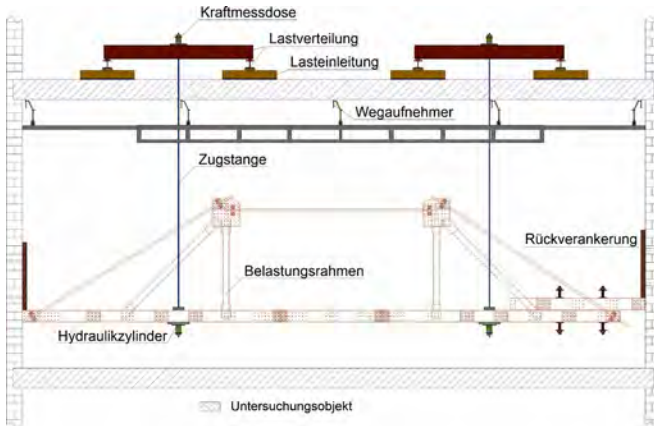


Bild 8: Schematischer Versuchsaufbau

chen oder gar schädigen. Die Versuchslasten wurden durch Verteilungstraversen gesteuert in die Konstruktion geleitet. Die Überwachung der auftretenden Bauteilreaktionen geschah parallel über zwei Onlinemesssysteme (Schallemissionsanalyse (SEA) und Verformungs-/Kraftmessung). Die so gewonnenen Daten wurden in Form von Last-Verformungs- und Last-Dehnungs-Kurven sowie verschiedenen Schallsignalkorrelationsdiagrammen vor Ort in Echtzeit beobachtet und durch den Versuchsingenieur bewertet. Dies ermöglicht es, zu jeder Zeit die Einwirkungsseite zu steuern und, wenn nötig, sofort zu entlasten.

Die Anordnung der Lasteinleitung wurde so bestimmt, dass alle erforderlichen Schnittgrößen auch aus den geplanten Eingriffen abgedeckt wurden. Die Prüfung mehrerer übereinander liegender Deckensysteme wurde durch die Verlängerung der Zugstangen in die oberen Geschosse ermöglicht (Bild 8). Hierdurch konnte der Belastungsrahmen am jeweiligen Standort in einer Etage verbleiben, was den Arbeits- und Zeitaufwand der Untersuchungen stark minimierte.



Bild 9: Lasteinleitung sowie Messbasis mit zugehörigen Wegaufnehmern

Die Art und Positionen der einzelnen Messsensoren ergaben sich aus den aus Vorberechnungen resultierenden, möglichen Versagenskriterien und wurden von dem zuständigen Versuchsingenieur individuell für jedes Deckensystem ermittelt. Alle Vertikalverformungen wurden über induktive Wegaufnehmer von der Unter- oder Oberseite der Deckensysteme aus, wie in Bild 9 dargestellt, ermittelt.

Bei diesem Projekt kamen zur Überwachung des Querkraftbereichs die Schallemissionsanalyse (SEA) als zusätzliches Überwachungssystem zum Einsatz. Bei Belastungsuntersuchungen an Massivbauwerken kündigt sich in der Regel ein duktiles Versagen der belasteten Bauteile durch messbare Mikrorissbildungen an. Mittels des hochempfindlichen Verfahrens der SEA wird die Detektion solcher sich bildender Mikrorisse ermöglicht. Ziel der Messungen war es, eventuelle Rissbildungen frühzeitig zu erkennen und so eine Schädigung des Bauwerkes durch unzulässige Rissweiten oder gar ein lokales oder globales Versagen gezielt zu vermeiden.



Bild 10: Belastungsrahmen und Messtechnik im ehemaligen Sitzungssaal

Um dem Auftraggeber einen optimierten Projektlauf und ein zeitnahes, belastbares Ergebnis zu gewährleisten, war ein reibungsloses Zusammenspiel aller Projektbeteiligten erforderlich. Vom ersten Ortstermin über das abgestimmte Versuchsprogramm bis hin zur Durchführung der Belastungsversuche (siehe hierzu das Beispiel eines Versuchsaufbaus in Bild 10) vergingen nur drei Monate Bearbeitungszeit.

3.5 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte gemäß [8] und beinhaltete die stufenweise Belastung in mehreren Zwischenschritten, im Idealfall bis zum Erreichen der Versuchsziellast. Hierbei war es unbedingt notwendig, bei jeder Laststufe und nach jeder Entlastung eine entsprechende Standzeit vorzusehen, um hieraus eine mögliche beginnende Schädigung abzuleiten. Dies erfolgte in der Regel in Anbetracht zu den gewonnenen Verformungswerten sowie den Ergebnissen der Schallemissionsanalyse. Im Anschluss hieran erfolgte jeweils eine Zeitstand-

belastung ($t \leq 15$ min) auf Gebrauchslastniveau bis zum asymptotischen Erreichen einer Verformungskonstanz.

Um alle relevanten Schnittgrößen in den Versuchen abzubilden, wurden die Untersuchungen, wenn erforderlich, in verschiedenen Einzelversuchen mit angepassten Laststellungen gefahren. Somit konnten die jeweils nachzuweisenden Biegemomente, Querkräfte und Stütz-momente je Versuchsstandort exakt eingetragen werden.

3.6 Versuchsergebnisse

Die gewonnenen Ergebnisse zeigten, dass die Bauteilreaktionen der untersuchten Deckensysteme, bis auf eine Ausnahme, keine kritischen Wertebereiche erreichten. Am Versuchsstandort 1, der Decke über 3. OG, wurden bereits im Vorfeld der Untersuchungen hohe Vorverformungen der Deckenfelder festgestellt. Die Ergebnisse dieses Untersuchungsbereiches ergaben einen weiteren bleibenden Verfor-

mungsanteil von mehr als 10 % nach Entlastung bei einer Deckendurchbiegung im Versuch $> l/1.000 \cdot l_{\text{eff}}$. Dies entspricht einer Nichterfüllung des Versuchsgrenzlastkriteriums.

Die Verformungswerte aller übrigen Deckensysteme bewegten sich deutlich unterhalb $l/1.000$ im linear-elastischen Bereich, vgl. Bild 11, in welchem die verschiedenen Wegaufnehmer w1–w10 farblich dargestellt sind. Es konnte keine signifikante Rissbildung infolge der Belastungen bis zum Ziellastniveau festgestellt werden.

Aufgrund der lokal begrenzten, hohen Vorverformung am Standort 1, der Decke über 3. OG, und der weiteren Ergebnisse konnte an dieser Stelle von einem Einzelfall, welcher wahrscheinlich durch die Nutzungsgeschichte (z. B. unsachgemäße Belastung) hervorgerufen wurde, ausgegangen werden.

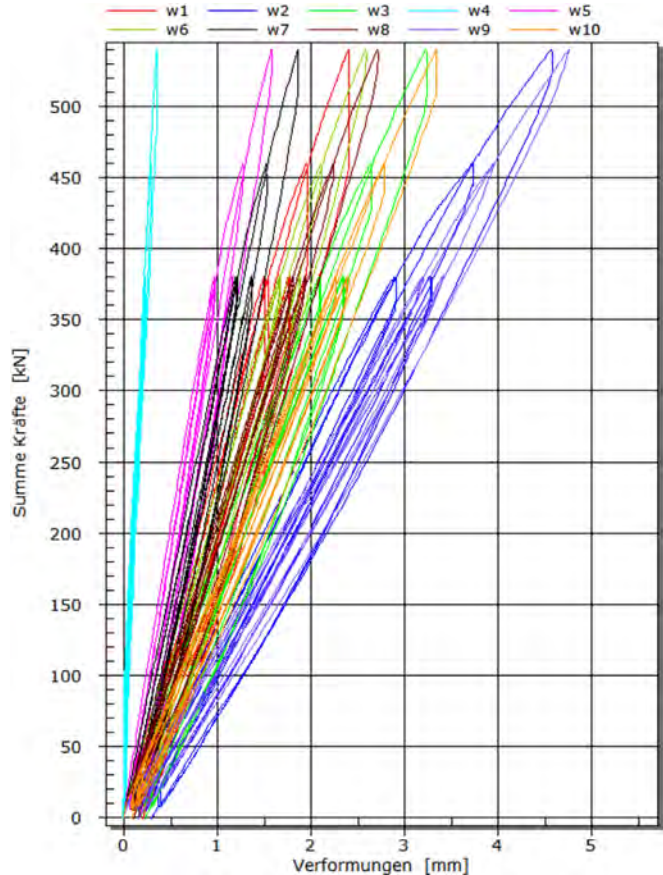


Bild 11: Beispiel: Last-Verformungs-Kurven Standort 7

Während der Zeitstandbelastung auf Gebrauchslastniveau stellte sich bei allen Deckensystemen ein stabiles Tragverhalten ein. Die bleibenden Verformungen nach Entlastung gingen, wie auch im Bild 12 dargestellt, im Rahmen der Messgenauigkeit gegen Null zurück. Die gemessenen Verformungswerte der einzelnen Deckensysteme sind untereinander vergleichbar.

Bei allen mit SEA überwachten Untersuchungsbereichen konnte ein gleichartiges Signalbild beobachtet werden. Die gemessenen Signale zeigten bei zunehmender Last eine für den Stahlbeton typische, beginnende Mikrorissbildung. Die gemessenen Schallereignisse (Rissenergie und Rissanzahl) bewegten sich durch

alle Laststufen hinweg im unkritischen Wertebereich, siehe hierzu Bild 13. Dabei ist zu erkennen, dass nach dem Erreichen der Versuchszielast (4. Belastungszyklus) durch das wiederholte Eintragen der Gebrauchslast eine deutlich geringere Signalaufnahme zu verzeichnen war. Diese weiteren Signale wurden auf Reibungseffekte der sich verzahnenden Rissufer zurückgeführt. Durch das Eintragen der beiden weiteren Zyklen auf Gebrauchslastniveau fand nahezu keine weitere Mikrorissbildung statt.

4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde gezeigt, wie durch die systematische Bauwerksanalyse kombiniert

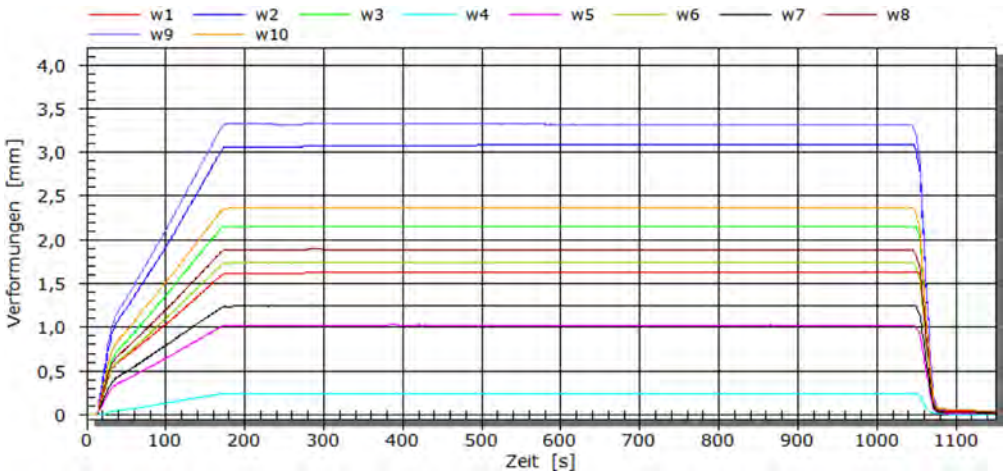


Bild 12: Beispiel: Zeit-Verformungs-Kurven Standort 7

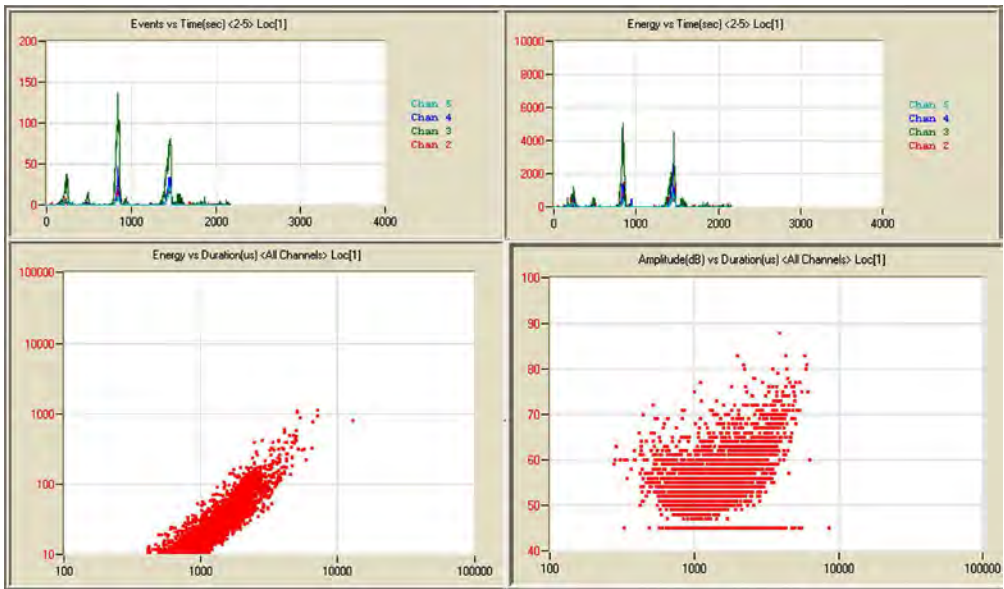


Bild 13: Beispiel: Schallemissionsanalysediagramme

mit ausgewählten ZfP-Verfahren die Tragstruktur eines komplexen Bauwerks kategorisiert und daraus ein optimierter Stichprobenumfang für die anschließende experimentelle Tragsicherheitsbewertung abgeleitet werden kann.

Der an die Voruntersuchungen anschließende Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchs-

tauglichkeit der Decken des ehemaligen *Neuen Königlichen Polizeipräsidioms* mittels Belastungsversuchen war erfolgreich. Insgesamt wurden vier Geschosse mit jeweils ca. 2.500 m² Deckenfläche an 23 Testflächen, in Summe 42 Deckenfeldern und 18 Unterzügen geprüft. Bezogen auf die Gesamtnutzungsfläche entspricht dies einem Prüfumfang von ca. 7 %.

Durch die Beaufschlagung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{u,R}$ ist sichergestellt, dass eventuelle Toleranzen der Güte der eingesetzten Materialien oder baulich bedingte Schwankungen in der Ausführung abgedeckt sind. Eine Ergebnisübertragung auf ungeprüfte Bereiche gleicher Bauart und gleichbleibender statischer Verhältnisse ist somit sicher gewährleistet.

Anhand der Belastungsuntersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass das damals moderne und nach aktuellem Stand der Normung konstruierte Tragwerk auch mehr als ein Jahrhundert nach seiner Errichtung die Anforderungen aus der geplanten Revitalisierung erfüllt. Eine aufwändige Ertüchtigung oder gar ein Teilabriss der Deckensysteme konnte abgewendet werden.

In der anstehenden Phase der Sanierung werden die aktuellen Anforderungen erhaltungsorientiert geplant. Durch den Erhalt der Decken und einer Vielzahl an Aufbauten werden Ressourcen geschont und CO₂-Emissionen vermieden. Insgesamt bleibt ein baukulturell und stadtgeschichtlich bedeutsames Bauwerk durch die skizzierte Vorgehensweise erhalten.

Literatur

- [1] Schultze, F.; Meyer, G.: Polizeidienstgebäude in Frankfurt am Main. Zentralblatt der Bauverwaltung: Nachrichten d. Reichs- u. Staatsbehörden 35 (1915), S. 274–276, 42. Artikel (26.05.1915).
- [2] Hinckeldeyn, K.: Entwurf zum Neubau eines Polizeidienstgebäudes in Frankfurt a. Main. Zentralblatt der Bauverwaltung: Nachrichten d. Reichs- u. Staatsbehörden 31 (1911), S. 302–303, 49. Artikel (17.06.1911).
- [3] Schomann, H.; Rödel, V.; Kaiser, H.: Denkmaltopographie Stadt Frankfurt am Main. Frankfurt: Societäts-Verlag, 1994.
- [4] Marx, S.; Bolle, G.; Schacht, G.: Erläuterung zur Richtlinie Belastungsversuche. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2022: Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Instandhaltung, Berlin: Ernst & Sohn, 2022, S. 834–858.
- [5] Ahrendt-Flemming, F.: „Das Alte Polizeipräsidium in Frankfurt“, Hauptbauphasen, Kriegsschäden und Anbauten. Abschlussbericht zur Baugeschichte, Standpunkt, Ingenieurbüro für Bauforschung und Dokumentation, 2022.
- [6] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (DBV, Hrsg.): DBV-Merkblatt „Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen“. Berlin, 2014.
- [7] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. hier: Abs. 2.5.
- [8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 07/2020.
- [9] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009.
- [10] DIN EN 1990/NA:2010-12: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung, hier: Anhang D.

Bildquellen

Bild 1: Institut für Stadtgeschichte, Bildsignatur S17 00585-001

Bild 2: Hinckeldeyn, veröffentlicht in [2]

Bild 3: Ahrendt-Flemming, aus [5]

Bilder 4, 5, 7: B+G Bollinger und Grohmann Ingenieure GmbH

Bilder 6, 8–10: Gunter Hahn, lexB GmbH

Bilder 11–13: Markus Fischer, lexB GmbH

Monitoring der Theodor-Heuss-Brücke zur messdatenbasierten Lebensdauerprognose

Maria Schartner, M.Eng.¹, Dr.-Ing. David Sanio²

¹ Ingenieurbüro Grassl GmbH, Düsseldorf

² Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Massivbau (vormals ¹)

KURZFASSUNG

Die Theodor-Heuss-Brücke in Düsseldorf ist die älteste Schrägseilbrücke Deutschlands. Seit ihrer Fertigstellung 1957 ist die Verkehrsbelastung stetig gestiegen. Wie bei vielen anderen Brücken mit orthotropen Fahrbahnplatten führte dies mit der Zeit zu Schäden. Aufgrund von Ermüdungsdefiziten, die eine Nachrechnung der Brücke zeigt, wurde ein Monitoringsystem aus über 80 Sensoren am Bauwerk installiert und über ein Jahr betrieben. Der Beitrag zeigt die Entwicklung des Monitoringkonzepts, seine Umsetzung und die Auswertung als Grundlage einer messdatenbasierten Lebensdauerprognose.

Die Messdaten ermöglichen eine genauere Prognose der Restlebensdauer. Grundlage der Auswertungen ist ein messtechnisch validiertes numerisches Berechnungsmodell. Durch Verknüpfung der Messdaten mit den numerischen Berechnungen und historischen Verkehrszählungen werden Belastungshistorien und Ermüdungsschädigungen abgeleitet. Zudem leiten sich aus dem Monitoring weitere Erkenntnisse zum Tragverhalten ab, wie die temperaturabhängige mittragende Wirkung der Fahrbahn im Winter oder der dominierende Einfluss von Achslasten anstelle von Gesamtgewichten der Fahrzeuge.

Die Auswertungen zeigen, dass für die meisten Tragelemente und Anschlüsse eine deutliche Verbesserung gegenüber der rechnerischen Prognose erreicht werden kann. Das Monitoring ist ein Baustein zum Erhalt historischer Bauwerke und erhöht die Genauigkeit in der Bewertung der Tragwerke.

1 Einleitung

Die Theodor-Heuss-Brücke (Bild 1) in Düsseldorf ist Deutschlands älteste und erste Schrägseilbrücke. Bei ihrer Verkehrsfreigabe 1957 war sie weltweit die erste Brücke mit harfenförmig angeordneten Seilen. Sie führt eine vierspurige Bundesstraße und verbindet die Stadtteile Golzheim und Niederkassel. Als eine von drei Großbrücken über den Rhein prägt sie bis heute das Düsseldorfer Stadtbild und steht unter Denkmalschutz.

Die Strombrücke bildet das Herzstück eines 1,5 km langen Brückenzuges aus Rampen und Vorlandbrücken. Ihr Stahlquerschnitt besteht aus zwei Hohlkästen als Längsträger und einer dazwischenliegenden, ca. 16 m breiten ortho-

tropen Fahrbahnplatte. Seitliche Kragarme für Geh- und Radwege erweitern die Gesamtbreite der Brücke auf 26,60 m. Die parallel geführten Tragseile schließen an vier Pylone an, wodurch Stützweiten von 108 m – 260 m – 108 m erreicht werden.

Mit einem täglichen Verkehrsaufkommen von derzeit ca. 70.000 Kfz/d (Schwerverkehr ca. 5.000 SV/d) gehört sie zu den verkehrsreichen Rheinquerungen. Das ursprünglich geplante Verkehrsaufkommen von 41.000 Kfz/d wurde bereits 1970 erreicht. Danach steigerte es sich stetig bis auf 100.000 Kfz/d. Erst mit der Eröffnung der A-44-Rheinquerung (Flughafenbrücke) im Jahr 2002 nahm die Verkehrsbelastung wieder ab.



Bild 1: Ansicht der Strombrücke der Theodor-Heuss-Brücke mit Markierung der Messquerschnitte (MQ1-3)

Regelmäßige Bauwerksprüfungen zeigen zunehmende Schäden infolge altersbedingter Abnutzung sowie durch die verkehrliche Beanspruchung. Vor allem an der orthotropen Platte sind gehäuft Risse im Bereich der Querträgerstegzähne dokumentiert, wie sie für Bauwerke dieser Zeit üblich sind [1].

In der Konsequenz und als Grundlage für die Zukunftsstrategie der Theodor-Heuss-Brücke entschied sich die Landeshauptstadt Düsseldorf 2016 zur Nachrechnung der Brücke gemäß Nachrechnungsrichtlinie [2]. Die Nachrechnung nach Stufe 2 verzeichnet u. a. deutliche Defizite in der orthotropen Fahrbahnplatte hinsichtlich Ermüdung. Deshalb fiel 2019 der Entschluss, ein Monitoring – als dritte Stufe der Nachrechnung [3]–[5] – an der Brücke durchzuführen.

2 Monitoring

2.1 Monitoringkonzept und Umsetzung

Aufbauend auf den Ergebnissen der Nachrechnung wird ein Monitoringsystem für die orthotrope Fahrbahnplatte entwickelt. Zentrale Ziele der Messungen sind:

- die Ermittlung ermüdungswirksamer Beanspruchungen unter realer Belastung als Grundlage einer Lebensdauerprognose,
- die Quantifizierung des mittragenden Einflusses des Fahrbahnbelags sowie
- die Kalibrierung der Berechnungsmodelle.

Es werden Sensoren an drei Messquerschnitten (MQ) gemäß Bild 1 installiert. Bild 2 zeigt die detaillierte Anordnung der Sensoren an MQ1.

Da die Lage der tatsächlichen individuellen Lkw-Positionen in den Fahrspuren a priori nicht bekannt ist, werden je vier Stegausehungen des Querträgers (QT) im Bereich der 1. Fahrspur mit Sensoren ausgerüstet. Die zusätzlichen MQ dienen der Redundanz, zur statistischen Absicherung und um eine Beeinflussung des Quersystems durch die Tragwirkung des Längssystems ausschließen zu können. So verteilen sich die Messquerschnitte über torsionssteife und -weiche Bereiche.

Insgesamt werden 79 Dehnungsmessstreifen (DMS), sieben Rissmessstreifen und ein Temperatursensor installiert. Repräsentative Messstellen werden aus den maßgebenden Nachweisstellen der Ermüdung abgeleitet. Diese sind in Tabelle 1 mit ihrer rechnerischen Ermüdungsschädigung als Schädigungssumme D gemäß Nachrechnung nach Stufe 2 [2] angegeben; ebenso die installierten Sensoren und deren Anzahl.

Rissensoren überwachen bestehende Anrisse bzgl. eines Risswachstums während der Messdauer. Der Temperatursensor dient der Referenz.

Für weitere Details zur Entwicklung und Ausführung des Messsystems sei auf [6] verwiesen.

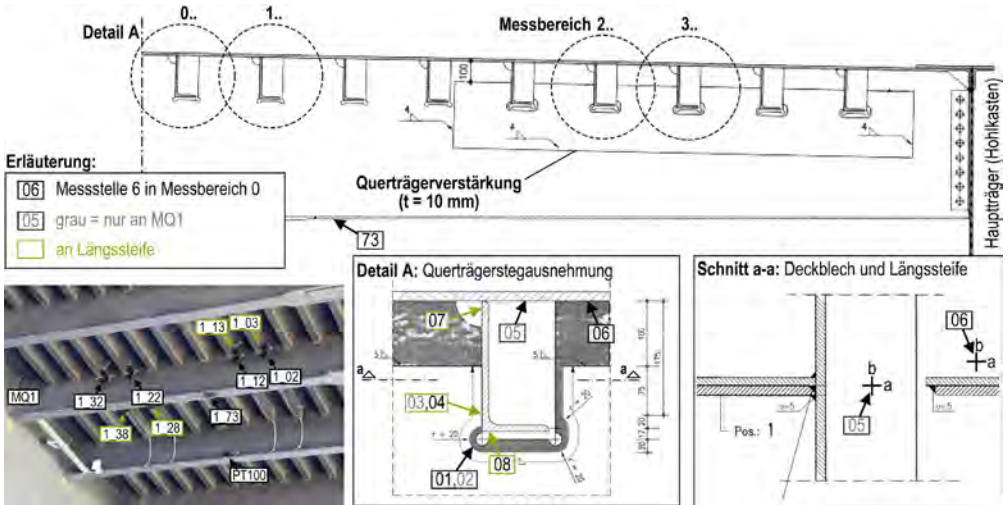


Bild 2: Messstellen an der orthotropen Fahrbahnplatte und deren Bezeichnungen an Querträger, Längssteife und Deckblech

Nachweisstelle	Ermüdungsschädigung D [-]	Messstellen	Sensoren und Bezeichnung	Anzahl Sensoren an MQ1 2 3
Fahrbahndeckblech	0,53	Deckblech am QT-Anschluss und Stegausnehmung	DMS-Rosette, 2 Messgitter (X5a/b, X6a/b)	8 4 4
Fahrbahnlängssteifen	2,36	QT am LT-Anschluss und Längssteifen am QT-Anschluss und in Feldmitte	DMS (X3, X4) und DMS (X7, X8)	8 4 4 8 8 8
Querträgerstegzahn	3,80	QT-Stegzahn mit und ohne Verstärkungsblech QT-Stegzahn mit Riss	DMS-Rosette, 3 Messgitter (X1, X2) Rissensoren	8 6 6 1 3 3
Querträgeruntergurt (Stoß)	1,65	Untergurtstoß vor der Blechaufdickung Querträgersteg	DMS (73) Temperatursensor PT100	1 1 1 1 0 0

Tabelle 1: Mess- und Nachweisstellen mit rechnerischer Schädigung und zugeordnete Messtechnik

2.2 Betrieb des Monitorings

Das Messsystem setzt sich aus zehn Messverstärkern (HBM MX1615B), zwei Extendern und einem zentralen Messrechner mit LTE-Modem und Antenne zur Fernwartung und Datenübertragung zusammen. Sämtliche Komponenten sind im Innern des Hohlkastens in drei Schaltschränken jeweils nahe der Messquerschnitte MQ1-3 untergebracht. So werden die Kabelwege zu den Messstellen reduziert.

Die von März 2020 bis März 2021 dauernde Messung erfolgt mit einer Messrate von 50 Hz. Saisonale Einflüsse aus klimatischen Randbedingungen und im Verkehrsaufkommen werden somit vollständig erfasst. Besonderheiten ergeben sich aus der Ablastung der Brücke, d. h. einer Sperrung für Schwerverkehr > 30 t Gesamtlast, infolge der Nachrechnung und aus veränderten Verkehrszahlen infolge der Corona-Pandemie. Beide Aspekte werden im Rahmen der Auswertung betrachtet bzw. kompensiert, vgl. Abschnitte 3.3 und 4.2.

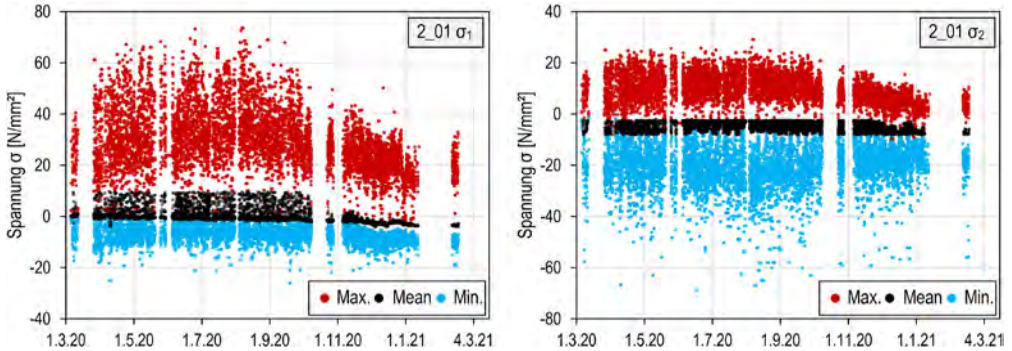


Bild 3: Stündliche Minimal-, Maximal- und Mittelwerte der Dauermessung eines ganzen Jahres für die Hauptspannungen am Querträgerstegzahn

Eine Vorauswertung der großen Menge an Messdaten erfolgt im Zuge der Messung automatisiert. Die gemessenen Dehnungen werden dazu direkt – unter Annahme linearer Elastizität – in Spannungen transformiert. Die Messergebnisse der DMS-Rosetten mit drei Messgitter werden in Hauptspannungen σ_1 und σ_2 transformiert. Ein implementierter Rainflow-Algorithmus überführt die Spannungs-Zeit-Reihen in Schwingbreiten-Histogramme (Abschnitt 3.1).

Stündliche Minimal-, Maximal- und Mittelwerte dienen der Interpretation der Messdaten und sind zur Überwachung hilfreich. Bild 3 zeigt die Daten des gesamten Messzeitraums – inkl. Ausfallzeiten der Messanlage – für eine Messstelle am Querträgerstegzahn an MQ2 (Hauptspannungen σ_1 und σ_2). Größere Spannungsmaxima in den Sommermonaten und Ausfallzeiten der Anlage werden unmittelbar deutlich.

3 Monitoringbasierte Lebensdauerprognose

3.1 Messdatenaufbereitung mit Rainflow-Zählung

Eingangsgrößen für die Untersuchung der Ermüdungssicherheit sind Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ und deren Auftretenshäufigkeit. Beides wird aus den gemessenen Spannungs-Zeit-Verläufen mit Rainflow-Zählverfahren ermittelt. Die Rohdaten der Messung werden in einem Zyklus von 6 h abgespeichert. Für jeden

Speicherzyklus erfolgt automatisiert im Messprogramm die Zählung. Einheitliche Klassenbreiten und -grenzen der Zählung werden je Nachweisstelle nach einer einwöchigen Probe-phase festgelegt.

Der Zählalgorithmus erfasst angefangene, nicht abgeschlossene Schwingungen (Residuen) als ganze Lastzyklen, anstatt sie zu verwerfen [7]. Diese nicht abgeschlossenen Schwingungen werden so in ihrer Häufigkeit nicht unterschätzt, sondern konservativ mitgezählt. Dies ist insbesondere für große Schwingungen mit geringer Häufigkeit relevant, die bei kurzen Speicherzyklen sonst verworfen werden würden.

Das Ergebnis der Rainflow-Zählung sind Histogramme der Spannungsschwingbreiten. Exemplarisch sind in Bild 4 die Histogramme der beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_2 für den Querträgerstegzahn in den vier Messbereichen in MQ1 dargestellt. Die signifikant geringeren Beanspruchungen der Messstellen 1_21 und 1_31 sind primär auf die mittragende Wirkung der Querträgerverstärkung (umlaufend verschweißtes Blech mit $t = 10$ mm, vgl. Bild 2) im Randbereich zurückzuführen.

3.2 Übertragungsfaktoren aus FE-Berechnungen

Die Messstellen haben i. d. R. montagebedingt einen Mindestabstand von 10 bis 15 mm zur maßgebenden Nachweisstelle, also der Stelle

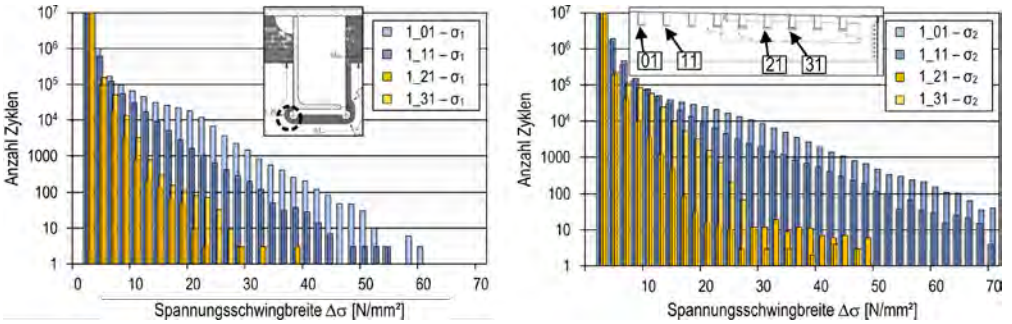


Bild 4: Rainflow-Histogramme eines Jahres für die Querträgerausnehmung an unterschiedlichen Messbereichen von MQ1

der maximalen Spannungskonzentration am betrachteten Detail. Dieser Abstand kann eine signifikante Unterschätzung der tatsächlichen Spannungen bewirken. Um diesen Fehler zu korrigieren, sind die Messergebnisse und somit die Rainflow-Histogramme auf maßgebende Beanspruchungen an der Nachweisstelle zu übertragen. Dazu werden Übertragungsfaktoren abgeleitet, die anhand von FE-Detailmodellen ermittelt werden [8]. Das Vorgehen wird nachfolgend in seinen Grundzügen dargestellt.

Grundlage der Berechnung ist das im Rahmen der Nachrechnung erstellte FE-Modell

des Quersystems. Das Modell bildet die Fahrbahnplatte zwischen zwei Querscheiben mit Schalenelementen im Programmsystem Sofistik (Version 2016) entsprechend der Geometrie aus den Bestandszeichnungen ab. Das Modell wird mit zwei Probebelastungen (eine im Sommer und eine im Winter) validiert, vgl. [9]. Für die Detailmodelle wird das FE-Netz an den Mess- und Nachweisstellen lokal feiner – bis auf ca. 1 mm Kantenlänge – diskretisiert. So erfasst es u. a. die Eckausrundungen an den Querträgerausnehmungen (vgl. Bild 5) wesentlich genauer. Zusätzlich bildet das feinere Netz den Spannungsverlauf zwischen Mess- und Nachweisstelle durch ca. acht finite Elemente detailliert ab. Dies ist die Grundlage zur Ermittlung der Übertragungsfaktoren.

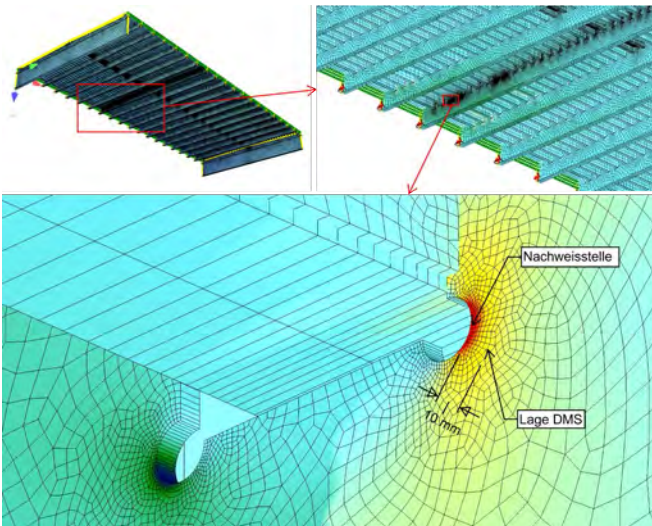


Bild 5: Lokales FE-Modell der orthotropen Fahrbahnplatte (oben links) mit Fokus auf den Querträger (oben rechts) sowie Netzverfeinerung an Mess- und Nachweisstelle (unten)

Als Belastung wurde ein SLW 60 nach DIN 1072 [10] gewählt. Tatsächlich ist die Lage der Last innerhalb der Fahrspur variabel, denn nicht jedes Fahrzeug fährt mittig. Dies wird berücksichtigt, indem das Lastmodell in Querrichtung verschoben wird und Übertragungsfaktoren für acht verschiedene Laststellungen ($\Delta y = 10 \text{ cm}$) ermittelt werden.

Für die einzelnen Lastfälle wird jeweils ein Quotient aus der

maximalen Spannung an der Nachweisstelle und der Spannung an der Messstelle gebildet. Aus den Quotienten der einzelnen Lastfälle wird anschließend ein gewichteter Mittelwert gebildet, wodurch sich ein einheitsloser Übertragungsfaktor ergibt, mit dem die gemessenen Spannungsschwingbreiten (graue Linien in Bild 6 in Abschnitt 3.4) auf die Nachweisstelle transformiert werden (rote Kurven in Bild 6). Die Wichtung wird mit einer Normalverteilung über die Spurbreite angenähert.

Für jede Messstelle wird ein separater Übertragungsfaktor ermittelt. Dieser variiert zwischen 1,00 (Untergurt) und 2,86 (Querträgerstegzahn).

3.3 Zeitliche Extrapolation

Die auf die Nachweisstelle übertragenen Messdaten des einjährigen Monitorings werden im zweiten Schritt auf die Standzeit der Brücke extrapoliert. Dazu werden die Histogramme der Spannungsschwingbreiten über die Lastwechselzahlen skaliert. Dies erfolgt auf Basis von Verkehrszählungen. Es werden nur Schwerverkehrszahlen (SV) ausgewertet, da Pkw i. A. nur geringe Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze erzeugen und deswegen für den Nachweis nicht maßgebend sind [11].

Für die Theodor-Heuss-Brücke stehen seit ihrer Verkehrsfreigabe 1958 regelmäßige Verkehrszählungen (ca. eine Zählung pro Jahr) zur Verfügung. Ab 2010 werden diese durch tagesgenaue elektronische Zählungen ersetzt. Das Monitoring findet im ersten Jahr der Corona-Pandemie statt. Der Einfluss daraus ist die signifikante Reduktion der Verkehrszahlen ab März 2020. Dieser wird durch die Verkehrszählungen genau abgebildet.

Die Histogramme werden mit dem Quotienten aus Referenzzeitraum und Messzeitraum sowie mit der Standzeit der Brücke extrapoliert. Basis ist der Mittelwert des Schwerverkehrsaufkommens im einjährigen Messzeitraum $SV_{\text{Messzeitraum}} = 1.354 \text{ SV}/24 \text{ h}$. Der Referenz-

zeitraum ist die Standzeit der Brücke seit ihrer Verkehrsfreigabe. Für diesen Zeitraum wird – als konservative Abschätzung – der 75%-Fraktilwert der jährlichen SV-Zählungen $SV_{\text{Ref},0,75} = 2.796 \text{ SV}/24 \text{ h}$ gebildet.

Der Gesamtfaktor für die Hochrechnung auf die Standzeit der Brücke setzt sich aus zwei Anteilen zusammen: Zum einen wird das Verkehrsaufkommen im Messzeitraum auf ein repräsentatives Jahr umgerechnet. Dafür wird der Quotient aus Referenz- und Messzeitraum $SV_{\text{Ref},0,75} / SV_{\text{Messzeitraum}} = 2.796 / 1.354 = 2,065$ gebildet. Das Ergebnis wird dann mit der Standzeit der Brücke von 63 Jahren multipliziert: $63 \cdot 2,065 = 130,1$. Die Anzahl der jeweiligen Spannungsschwingbreiten wird dann mit dem berechneten Gesamtfaktor von 130,1 multipliziert, visualisiert durch die Transformation der roten in die blaue Kurve in Bild 6.

3.4 Lebensdauerprognose

Für jede Messstelle werden die Spannungsschwingbreiten durch den jeweiligen Übertragungsfaktor korrigiert und die Häufigkeit der Schwingbreiten auf die Standzeit hochgerechnet (vgl. Bild 6). Mit dem entsprechenden Kerbfall für das jeweilige Detail nach DIN FB 103 (2009) [12] wird die Schädigung D im Bauwerk an den Nachweisstellen berechnet. Bei einer Schädigung von $D = 1$ ist die rechnerische Lebensdauer erreicht. Da die Ergebnisse der Ermüdungsberechnungen erwartungsgemäß erheblichen Streuungen unterliegen, werden die größten ermittelten Schädigungssummen als maßgebend für die jeweilige Nachweisstelle angenommen.

Durch das Monitoring (Index Mon) können bei fast allen Nachweisstellen ausreichende Tragreserven und Verbesserungen gegenüber der Nachrechnung (Index NR) identifiziert werden. So zeigt die Lebensdauerprognose für das Deckblech mit $D_{\text{Mon}} = 0,16$ eine reduzierte Schädigung gegenüber der Nachrechnung mit $D_{\text{NR}} = 0,53$. Auch der Querträgeruntergurt zeigt mit $D_{\text{Mon}} = 0,15$ gegenüber der Nachrechnung ($D_{\text{NR}} = 1,65$) eine deutliche Reduzierung der

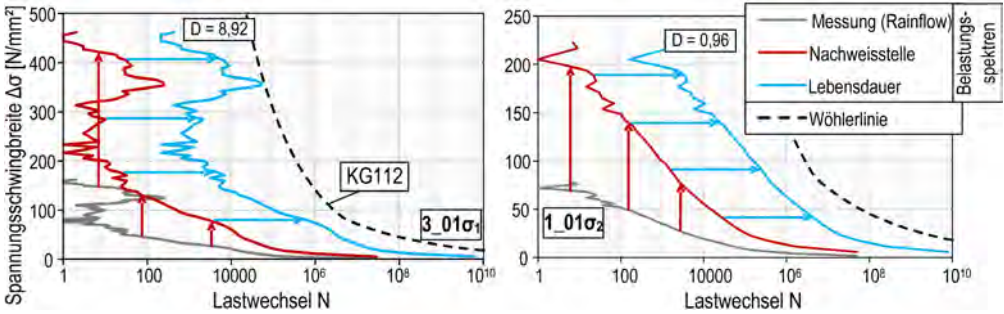


Bild 6: Extrapolation des gemessenen Belastungskollektivs (grau) auf die maßgebende Nachweisstelle (rot) und die Standzeit (blau) sowie Vergleich mit der maßgebenden Wöhlerlinie – exemplarisch für zwei Messstellen

Schädigung. Einzig die Nachweisstelle am Querträgerstegzahn verschlechtert sich mit einer Schädigungssumme von $D_{Mon} = 21,03$ gegenüber der Nachrechnung mit $D_{NR} = 3,80$. Hier ist die rechnerische Lebensdauer weiterhin erreicht bzw. überschritten. Die vielen vorhandenen Anrisse an den Querträgerstegzähnen, die im Rahmen der regelmäßigen Bauwerksprüfungen festgestellt wurden, bestätigen das Ergebnis.

4 Diskussion und Interpretation der Ergebnisse

4.1 Temperaturabhängigkeit

Infolge klimatischer Einwirkungen, wie Sonnenstrahlung, Lufttemperaturen etc. (vgl. [13]), entstehen instationäre Temperaturprofile im Brückenquerschnitt und im Tragsystem. Temperaturänderungen erzeugen bekanntermaßen Zwangsspannungen. Doch darüber hinaus zeigen die Auswertungen der Messdaten eine Temperaturabhängigkeit, die insbesondere an den Messstellen nahe der Fahrbahn ausgeprägt ist. Diese ist auf die temperaturabhängige Steifigkeit des Fahrbahnbelags zurückzuführen, der bei niedrigen Temperaturen versteift und eine größere Lastverteilung sowie eine mittragende Verbundwirkung bewirkt [6].

Die Temperaturabhängigkeit wird durch die Streudiagramme in Bild 7 verdeutlicht. Dort sind die maximalen stündlichen Schwingbreiten über die Bauwerkstemperatur, gemessen am Querträgersteg in MQ1, aufgetragen. Die

Schwingbreite wird im Kontext dieser Auswertung vereinfachend aus der Differenz des stündlichen Maximal- und Minimalwerts (vgl. Bild 3) gebildet. In diesem 1-h-Intervall kann die Bauteiltemperatur als konstant angenommen werden.

Der lineare Korrelationskoeffizient nach Pearson ρ (mit $-1 \leq \rho \leq 1$) quantifiziert die Abhängigkeit der gemessenen Spannungsschwingbreiten von der Bauwerkstemperatur, wobei $\rho > 0,5$ eine stark ausgeprägte und $\rho < 0,3$ eine sehr geringe Korrelation beschreiben [14]. Am Deckblech in Längsrichtung (Bild 7c) ist $\rho = 0,73$ und für die Hauptspannung σ_2 am Stegzahn (Bild 7a) ist $\rho = 0,59$; das entspricht einer signifikanten Korrelation. Für die Hauptspannung σ_1 am Stegzahn (Bild 7b) ist die Temperaturabhängigkeit mit $\rho = 0,36$ vergleichsweise gering, ebenso wie am Deckblech in Querrichtung (Bild 7d) mit $\rho = 0,27$.

In den Diagrammen in Bild 7 sind zusätzlich lineare Regressionen der Punktwolken dargestellt. Deren Steigung entspricht der mittleren Zunahme der Spannungsschwingbreite bei Temperaturänderungen $d\sigma/dT$ [N/(mm²K)]. Diese ist für die Hauptspannung σ_2 am Stegzahn an der Messstelle 1_11 mit $d\sigma/dT = 1,10$ N/(mm²K) maximal und an der Messstelle 1_06a mit $d\sigma/dT = 0,06$ N/(mm²K) minimal. Die Auswertung aller weiteren Messstellen zeigt, dass dieser Effekt generell nahe der Fahrbahn an Längssteifen und Deckblech (in der Regel $> 0,40$ N/(mm²K)) stärker ausgeprägt und bspw.

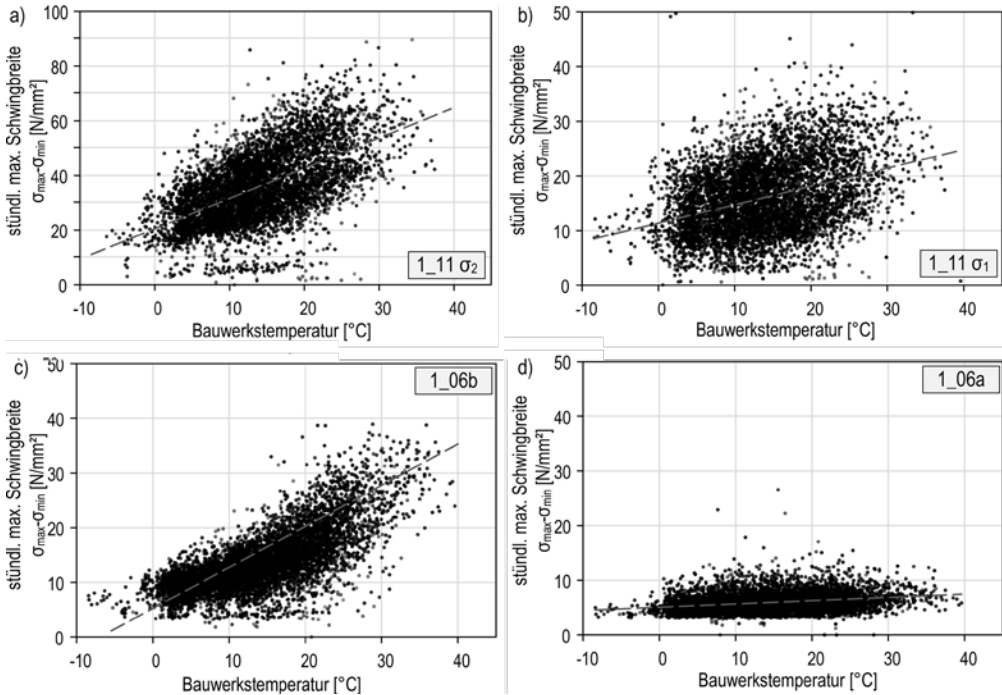


Bild 7: Streudiagramme der stündlichen maximalen Spannungsschwingbreite über die Bauwerkstemperatur an je zwei Messstellen am Stegzahn (oben) und am Deckblech (unten)

am Querträgeruntergurt (Messstelle 1_73 mit $\sigma/\delta T = 0,20 \text{ N}/(\text{mm}^2\text{K})$) nur gering ist.

4.2 Einfluss der Radlasten und Wirksamkeit einer Ablastung

Im Zusammenhang mit der eingangs beschriebenen Ablastung der Brücke auf ein zulässiges Gesamtgewicht von 30 t stellt sich die Frage, inwieweit die Messung eine repräsentative Grundlage für die Lebensdauerprognose ist.

Dazu werden einzelne Überfahrten eines Sattelzuges (39,1 t) und eines 3-achsigen Lastkraftwagens (25,1 t) verglichen. Die Überfahrten mit konstanter Geschwindigkeit von 30 km/h finden im Rahmen der Probelastungen statt. Die Achslasten beider Fahrzeuge sind aus Messungen bekannt. In Bild 8 sind die Spannungs-Zeit-Reihen von drei repräsentativen Messstellen während der Überfahrten dargestellt. Aus diesen Zeitreihen lässt sich die Wirkung der einzel-

nen Achsen auf den Spannungsverlauf ablesen. Zur visuellen Unterstützung ist das Fahrzeug mit seinen Achslasten abgebildet. Es zeigt sich, dass der Einfluss einzelner Achsen dominiert und das Gesamtgewicht des Fahrzeuges nur eine untergeordnete Rolle spielt. Jede Achse bzw. Doppel- oder Dreifachachse erzeugt ein ermüdungswirksames Schwingenspiel, welches vom Zählalgorithmus erfasst wird. Die Doppelachse des Lastwagens erzeugt am Querträgeruntergurt und am Stegzahn den größten Ausschlag im Zeitverlauf und ist somit der maßgebende Lastfall – nicht der Sattelzug.

Es wird deutlich, dass der Rainflow-Algorithmus Schwingspiele der Achsen und nicht ganze Fahrzeuge zählt.

4.3 Sensitivität der Ermüdungsschädigung

Die Ermüdungsberechnung im Allgemeinen [15] und die Ergebnisse aus der messwertgestützten

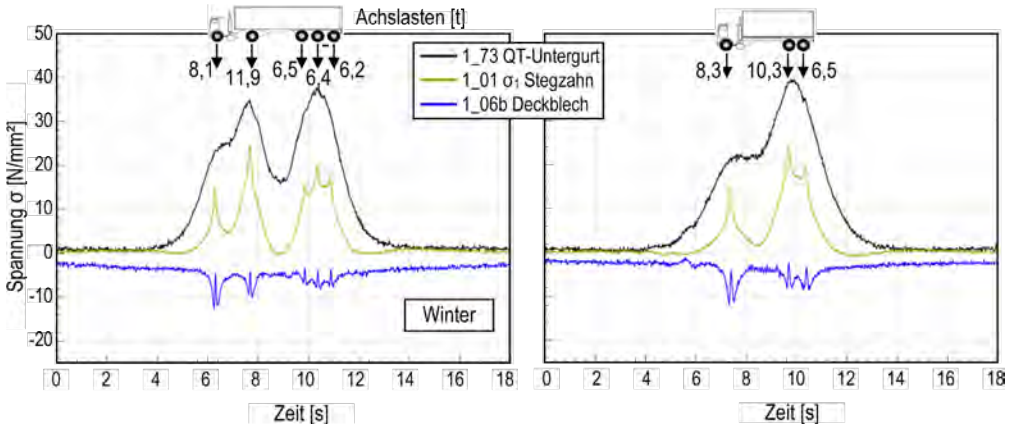


Bild 8: Spannungs-Zeit-Verlauf an drei Messstellen während Überfahrten mit zwei Lkw-Typen

Lebensdauerprognose im Speziellen reagieren sehr sensitiv auf geringe Änderungen der Eingangsgrößen. Dies soll an den Messergebnissen des Querträgerstegzahnes genauer analysiert werden. In Tabelle 2 ist die extrapolierte Ermüdungsschädigung aus den Belastungsspektren (Abschnitt 3.4) an den Nachweisstellen der Querträgerstegzähne an MQ1-3 angegeben.

Der Vergleich der Ergebnisse aus Messstellen an Vorder- und Rückseite desselben Stegbleches (1_01 zu 1_02 bzw. 1_11 zu 1_12) zeigt teilweise große Unterschiede auf. Obwohl sie auf Messergebnissen am identischen Blech beruhen und dieselbe Nachweisstelle betrachten,

weichen die Ergebnisse bis zu einem Faktor von 2,86 voneinander ab.

Ähnlich verhält es sich beim Vergleich der Ergebnisse aus den Messstellen X_21 mit X_22 sowie X_31 mit X_32 (X = MQ1...3). Diese Mess- bzw. Nachweisstellen sind im Bereich der Querträgerverstärkung einseitig auf dem Stegblech (22, 32 usw.) bzw. auf dem Verstärkungsblech (21, 31 usw.) auf gegenüberliegender Seite appliziert. Hier beträgt die Abweichung bis zu Faktor 7,41.

Nicht nur in den hochgerechneten Ergebnissen der Schädigung, sondern bereits in den Rain-

Mess- stelle	Schädigung D [-]					
	MQ1		MQ2		MQ3	
	1. Hauptspannung σ_1	2. Hauptspannung σ_2	1. Hauptspannung σ_1	2. Hauptspannung σ_2	1. Hauptspannung σ_1	2. Hauptspannung σ_2
X_01	0,74	0,96	2,67	1,64	8,92	9,16
X_02	0,82	1,76	-	-	-	-
X_11	0,37	4,35	1,64	2,95	4,63	13,89
X_12	0,46	1,52	-	-	-	-
X_21	0,28	0,28	1,60	1,77	4,95	11,02
X_22	0,21	0,68	0,36	2,41	4,05	6,65
X_31	0,03	0,55	0,85	3,96	6,13	21,03
X_32	0,23	0,59	0,26	10,01	4,23	8,77

Tabelle 2: Schädigung aus den extrapolierten Belastungsspektren am Querträgerstegzahn

flow-Histogrammen sind insbesondere bei den hohen Spannungsschwingspielen Unterschiede zu sehen. Die große Streuung aus der Messung kann dabei auf verschiedene Einflussfaktoren zurückgeführt werden:

- Hohe Spannungsgradienten im Bereich der Messstelle werden überlagert mit geringen Ungenauigkeiten in der Lage der DMS (eine Lageabweichung von 1 mm kann mehr als 10 % Spannungszuwachs hervorrufen).
- Im Bereich größerer Spannungsgradienten kann die Spannungsverteilung bereits innerhalb des Messgitters des DMS variieren; dies betrifft insbesondere die Rosetten-DMS mit mehreren Messgittern.
- Das Verstärkungsblech im Bereich der Querträgerverstärkung (Messstellen $X_{21/22}$ und $X_{31/32}$) bedingt durch seine andere Ausrundungsgeometrie, dass der DMS nicht exakt auf der gegenüberliegenden Seite liegt.

Neben den oben genannten Gründen spielt die Sensitivität der Wöhlerlinie gegenüber kleinsten Änderungen eine entscheidende Rolle [16]. So geht ein Spannungserhöhungsfaktor x_0 für eine Wöhlerlinie mit der Steigung $m = 3$ kubisch in die Schädigungsberechnung ein: $x_0 = x_0^m$. Ein Spannungszuwachs von 15 % bspw. ergibt für $m = 3$: $x_0 = 1,15^3 = 1,521$, also 52 % mehr Ermüdungsschädigung und für $m = 5$: $x_0 = 1,15^5 = 2,011$, also 101 % mehr Ermüdungsschädigung. Dadurch können selbst bei nur geringer Ungenauigkeit in den Eingangsgrößen signifikante Abweichungen in der berechneten Schädigungssumme entstehen.

5 Schlussfolgerungen

Mit dem Monitoring an Deutschlands ältester Schrägseilbrücke konnten erheblich Tragreserven identifiziert werden. Rechnerische Ermüdungsdefizite auf Basis allgemeiner Lastmodelle konnten durch den Einbezug realer Messdaten eines ganzen Jahres durch eine genauere, monitoringbasierte Lebensdauerprognose ersetzt werden. So kann für weite Teile der orthotropen Fahrbahnplatte die Ermüdungstragsicherheit nachgewiesen werden. Einzig im Bereich der

Querträgerstegzähne verbleiben trotz des genaueren Ansatzes weiterhin Defizite.

Die Auswertungen zeigen darüber hinaus, dass die Lebensdauerprognose sehr sensitiv auf nur geringe Änderungen bzw. Ungenauigkeiten der Eingangsgrößen reagiert. An quasi identischen Messstellen auf Blechvorder- und -rückseite können die Ergebnisse der Lebensdauerprognose um mehr als den Faktor 2 abweichen. Es empfiehlt sich, ein redundantes Messsystem und ausreichend viele Messstellen für eine statistische Bewertung der Messdaten vorzusehen und die Lebensdauerprognose nicht auf Einzelwerten bzw. einzelnen Sensoren basierend durchzuführen.

Die Ablastung auf 30 t zulässiges Gesamtgewicht, welche im Zuge der Nachrechnung beschlossen wurde, bringt für die Ermüdungsschädigung der orthotropen Fahrbahnplatte nur geringe Vorteile. Die Auswertungen zeigen, dass Achslasten und -abstand entscheidend sind und hier eine Begrenzung von Achslasten wirksamer wäre, um die Ermüdungsschädigung zu reduzieren.

Die Messdaten zeigen weiterhin eine signifikante Temperaturabhängigkeit mit größeren Spannungsmaxima im Sommer. Dies ist auf die Mitwirkung des Fahrbahnbelags bei niedrigen Temperaturen zurückzuführen. Diese bewirkt eine Verbundtragwirkung mit der Stahlkonstruktion sowie eine lastverteilende Wirkung. Die steifere Fahrbahn begünstigt die Lebensdauer und belegt die Vorteile, die eine Verstärkung mit einer hochfesten Betonfahrbahnplatte, nach dem Vorbild der Rheinbrücke Maxau [17], bringen könnte.

Über die Zukunft der Theodor-Heuss-Brücke wird derzeit noch unter Beteiligung der Öffentlichkeit entschieden. Dabei sind neben der Ermüdung und anderen statischen Fragestellungen (u. a. Tragfähigkeit im GZT, Seiltausch) noch weitere Faktoren, wie verkehrliche, denkmalrechtliche und umwelttechnische Belange, zu berücksichtigen. Die Ergebnisse des Monitorings und die genauere Zustandsbewertung des

Tragwerks konnten hierfür einen wesentlichen Beitrag leisten und fließen in die weiteren Entscheidungen mit ein.

Dank

Der Landeshauptstadt Düsseldorf als Auftraggeberin sowie den Projektpartnern Hottinger Brüel & Kjaer GmbH (Messtechnik), Colonia Spezialfahrzeuge GmbH & Co. KG (Bereitstellung der Fahrzeuge zur Kalibrierung) und Software-Kontor Helmert (Verkehrsdaten) sei für die gute Zusammenarbeit gedankt.

Literatur

- [1] Kuhlmann, U.; Bove, S.; Hubmann, M.: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden. *Stahlbau* 86 (2017) 7, S. 574–586 – DOI: 10.1002/stab.201710507
- [2] BMVBS (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). 2011.
- [3] Mischo, H.; Sanio, D.; Strobusch, J.; Seisenberger, J.; Schartner, M.; Kargus, D.; Mündecke, E.: Monitoring für Ingenieurbauwerke – Ein Anwenderbericht aus der Sicht eines Ingenieurbüros. *Bautechnik* 99 (2022) 7, S. 556–564 – DOI: 10.1002/bate.202200048
- [4] Küttenbaum, S.; Maack, S.; Braml, T.; Taffe, A.; Haslbeck, M.: Bewertung von Bestandsbauwerken mit gemessenen Daten – Teil 1: Konzept, Messungen und Leistungsfähigkeit der ZfP-Verfahren. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 6, S. 370–382 – DOI: 10.1002/best.201900002
- [5] Pelke, E.; Berger, D.; Geißler, K.; Stein, R.: Bewertung der Trag- und Ermüdungssicherheit der Kaiserleibrücke über den Main – Beispiel einer objektbezogenen Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie (NRR). *Stahlbau* 89 (2020) 9, S. 749–766 – DOI: 10.1002/stab.202000025
- [6] Sanio, D.; Klinge, J.; Schartner, M.; Reeh, F.; Schmitz, A.: Monitoring der Theodor-Heuss-Brücke – Teil 1 – Veranlassung, Monitoringkonzept und Erkenntnisse zum Tragverhalten. *Stahlbau* 91 (2022) 3, S. 172–183 – DOI: 10.1002/stab.202100097
- [7] Clormann, U. H.; Seeger, T.: Rainflow-HCM – Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. *Stahlbau* 55 (1986) 3, S. 65–71.
- [8] Bosshard, M.; Steck, P.; Meyer, C.; Brühwiler, E.; Haldimann, S.: Ermüdungssicherheit von Brücken – Teil 2: Nachweis basierend auf den Messwerten des Monitoring-Projekts "Bahnbrücke Eglisau". *Stahlbau* 81 (2012) 11, S. 868–874 – DOI: 10.1002/stab.201201625
- [9] Schartner, M.; Sanio, D.; Klinge, J.; Schmitz, A.; Herzberg, T.; Störmer, M.: Monitoring der Theodor-Heuss-Brücke – Teil 2 – Modellbildung und -verbesserung für messwertgestützte Ermüdungsnachweise. *Stahlbau* 91 (2022) 4, S. 274–284 – DOI: 10.1002/stab.202200005
- [10] DIN 1072:1985: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.
- [11] Sanio, D.; Ahrens, M. A.; Mark, P.: Detecting the limits of accuracy of lifetime predictions by structural monitoring. In: Chen, A.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): *Proc. of IABMAS 2014*, 07.–11.07.2014 in Shanghai (China), Boca Raton: CRC Press, 2014, S. 416–423 – DOI: 10.1201/b17063-58
- [12] DIN FB 103:2009: DIN-Fachbericht 103 – Stahlbrücken.
- [13] Sanio, D.; Mark, P.; Ahrens, M. A.: Temperaturfeldberechnung für Brücken – Umsetzung mit Tabellenkalkulationen. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017) 2, S. 85–95 – DOI: 10.1002/best.201600068
- [14] Fahrmeir, L.: *Statistik – Der Weg zur Datenanalyse*. 6. Aufl., Berlin: Springer, 2007.
- [15] Sanio, D.; Ahrens, M. A.; Mark, P.: Lifetime predictions of pre-stressed concrete bridges – Evaluating parameters of relevance using Sobol' indices. *Civil Engineering Design* 4 (2022) 5–6, S. 143–153 – DOI: 10.1002/cend.202100009
- [16] Sanio, D.; Löschmann, J.; Mark, P.; Ahrens, M. A.: Bauwerksmessungen versus Rechenkonzepte zur Beurteilung von Spannstahlermüdung in Betonbrücken. *Bautechnik* 95 (2018) 2, S. 99–110 – DOI: 10.1002/bate.201700092
- [17] Maier, D.H.; Würfel, T.; Katzik, W.; Scherer, M.: Ertüchtigung der Rheinbrücke Maxau – Teil 1. *Stahlbau* 89 (2020) 2, S. 138–147 – DOI: 10.1002/stab.201900107

Bildquellen

Bilder 1, 5: Maria Schartner

Bilder 2, 4 (Planausschnitte): Landeshauptstadt Düsseldorf

Bilder 2 (Foto, Grafik), 3, 4 (Grafik), 6–8: David Sanio (bei Bild 8 mit Elementen aus [2])



IBJ

Ingenieur
gesellschaft

PLANEN.

PRÜFEN.

ÜBERWACHEN.

BERATEN.



WIR
SIND
ONLINE

Betonieren unter Verkehr: Untersuchung der Auswirkungen von Erschütterungen auf jungen Beton

Dipl.-Ing. Dr. Alois Vorwagner¹, Dipl.-Ing. Dr. Christian Gasser¹,
Dipl.-Ing. Dr. Vazul Boros, MBA¹, Dipl.-Ing. (FH) Alfred Lechner¹, Lukas Hausner, BSc²

¹ AIT Austrian Institute of Technology GmbH, Wien

² Smart Minerals GmbH, Wien

KURZFASSUNG

Im vorgestellten Beitrag wird der Einfluss von Erschütterungen auf den jungen Beton systematisch und anhand von realistischen Versuchen an Kleinkörpern aus unbewehrtem und bewehrtem Beton behandelt. Die kontrollierte dynamische Anregung erfolgt künstlich mit dem AIT-Schwingungsgenerator. Die Proben (zwei verschiedene Betonsorten: „Standard-Brückenbeton“ B3-C30/37 und „Randbalkenbeton“ B7-C25/30) werden während der Erhärtungsphase systematisch mit harmonischen als auch mit realen verkehrsinduzierten Brückenschwingsungsverläufen beaufschlagt. Variiert werden Intensitäten und Frequenzgehalt sowie Signalform. Im Anschluss werden die Materialparameter bestimmt und mit ruhend gelagerten Referenzkörpern verglichen.

Erste Ergebnisse zeigen, dass die mechanischen Eigenschaften Druckfestigkeit und E-Modul wenig oder nur gering beeinflusst werden. Dauerhaftigkeitstests und Untersuchungen am Mikrogefüge dienen dazu, Fehler, Risse und Veränderungen im Gefüge zu identifizieren und werden im laufenden Forschungsprojekt noch weiter durchgeführt. Auswirkungen auf den Verbund zwischen Beton und Bewehrung werden durch Auszugversuche analysiert. Bei diesen Versuchen wurden bei größeren Relativbewegungen zwischen Beton und Bewehrungsstab Abnahmen der mittleren Verbundfestigkeit beobachtet. Bei geringeren Relativverschiebungen (Amplituden von ca. 0,14 mm bei Dauerverkehr) konnte die Verbundfestigkeit hingegen sogar gesteigert werden.

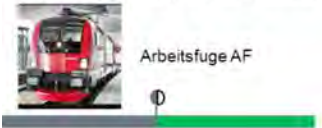
1 Einleitung

War in den vergangenen Jahrzehnten der Fokus hauptsächlich auf Neubauten gerichtet, so gewinnt das Bauen im Bestand nun immer mehr an Bedeutung. Zum einen sind Ersatzneubauten oft betriebliche und finanzielle Grenzen gesetzt, zum anderen bietet die Nutzung bereits vorhandener Bausubstanz ein großes Potential zur Ressourcen- und CO₂-Einsparung. Dies trifft besonders im Infrastrukturbereich zu, da einerseits Landverbrauch minimiert werden soll, aber auch ein dauernd funktionierendes und leistungsfähiges Transportsystem zur Verfügung gestellt werden muss. Dies erfordert neue Möglichkeiten der fortlaufenden Ertüchtigung, Erneuerung und Erweiterung der beste-

henden Tragwerke unter Verkehrsbetrieb. Um die Beeinträchtigungen des Verkehrsflusses auf Bestandstragwerke während der Bauphase auf ein Minimum einzuschränken, finden diese Bauarbeiten bei bestehenden Straßen- und Eisenbahnbrücken heute vermehrt unter (teilweise) aufrechtem Verkehr statt.

Vor allem Arbeiten wie Tragwerkstausch bei komplexen Verkehrsbauwerken (innerstädtische Verkehrsknoten), Arbeiten an Brücken mit mehreren Richtungsfahrbahnen bzw. mehrgleisigen Brücken oder Erweiterungen/Ergänzungen müssen „unter rollendem Rad“ oder bei halbseitiger Befahrung umgesetzt werden können. Nur in Ausnahmefällen erfolgen Totalsperrungen bei kritischen Arbeitsschritten, welche

a) Fugenschluss bei Brückensystemen
(z. B. 2gleisige Bahnstrecken)



b) Ersatzneubau - Verbinden von Bauteilen



c) Tausch von Randbalken oder
Aufbetonverstärkung



d) Brückenergänzungen/Tausch/
Erweiterung



Bild 1: Beispiele von möglichen Betonierarbeiten an Brücken, bei welchen Erschütterungen auf den jungen Beton erzeugt werden (schematische Schnittdarstellung eines typischen Tragwerks; grau: Bestand; grün/blau: Neubau)

immer immense Auswirkungen (Staus, Umfahrungen etc.) auf das gesamte Transportsystem haben. Beispiele von Betonierarbeiten von Tragwerksanschlüssen oder Arbeiten an Brückenbauten unter rollendem Rad sind in Bild 1 dargestellt und sind für Bahn- und Straßenbrücken gleichermaßen wichtig. Bild 1 a) bzw. b) zeigen schematisch den Arbeitsfugenschluss bei Teilbauphasen (z. B. bei Brückenerneuerung an gleichem Ort und Stelle). Eine Aufbetonverstärkung, der Tausch von Randbalken und Brückenergänzungen bei Bestandsbrücken sind in Bild 1 c) und d) skizziert.

1.1 Erschütterungen auf jungen Beton

Die Auswirkungen von Erschütterungen auf Menschen und auch auf (historische) Gebäude wurden in der Vergangenheit detailliert untersucht. Demgegenüber gibt es kaum Studien zu den schädlichen Wirkungen von Erschütterungen auf jungen, noch erhärtenden Beton. Ein gängiges Ingenieurverständnis ist, dass verkehrsbedingte Erschütterungen den aushärtenden Beton, und damit die Konstruktion insgesamt, dauerhaft schädigen können. Für den „kritischen Zeitbereich“ der Erhärtungsphase gibt es in der Literatur unterschiedliche Werte, die von 3 bis 15 h reichen. Ebenso gibt es unter-

schiedliche Auffassungen über die geeignetste Messgröße und zum Grenzwert für unbedenkliche Schwingungen, siehe z. B. [1]–[5].

Kaum etwas ist zum dynamischen Verhalten der Betonmatrix im Zuge des Erhärtungsvorganges unter Schwingungseinwirkung bekannt. Bei der Betonerhärtung kommt es im Zuge der Hydratation des Zementsteins zur Kristallisation von Ettringit und von Calciumsilikathydrat (CSH-Phasen) oder auch Calciumaluminatsilikathydrat (CASH-Phasen), welche für die mikroskopische Verzahnung und in weiterer Folge für die Festigkeitsentwicklung des Betons verantwortlich sind. Ebenfalls spielen diese frühen Prozesse der Hydratation eine primäre Rolle bei den später zu erwartenden Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons. In welcher Weise eine dynamische Belastung die Hydratation auf mikroskopischer Ebene strukturell beeinflusst, ist vollständig unbekannt. Ebenso ist der Zeitpunkt einer auftretenden dynamischen Belastung (Schwingungseinwirkung) gerade im frühen Betonalter von entscheidender Bedeutung. Da entsprechende (Grenz-)Werte bislang kaum systematisch wissenschaftlich ermittelt wurden, herrscht derzeit oft beträchtliche Unsicherheit in der Baupraxis. Grenzwerte, die bislang in vereinzelt veröffentlichten zu finden sind, sind sehr divergent

und reichen von 5 mm/s bis 35 mm/s [1]–[7]. Klare Regeln fehlen derzeit, bzw. sind die Richtwerte sehr konservativ (z. B. [5]) ausgelegt worden.

Ein Richtwert von 20 mm/s, aufbauend auf [1], wurde von mehreren Autoren vorgeschlagen. Er stellte in der Vergangenheit einen Kompromiss zwischen Empfehlungen der verschiedenen Veröffentlichungen dar. Dieser Richtwert wurde nie systematisch auch mit unterschiedlichen Anregungsformen (harmonisch, transient) in Bezug auf Verkehrsschwingungen untersucht. Es ist von großem Interesse, bei welchen dynamischen Anregungsverhältnissen (Frequenzgehalt, Schwingungsdauer, Amplituden) es zu nachteiligen Auswirkungen auf Betoneigenschaften kommt. Dies betrifft sowohl kurzzeitig nachweisbare (z. B. die 28-Tage-Festigkeit) als auch Langzeitwirkungen im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit. Zwar gibt es Hinweise darauf, dass Druck- oder Verbundfestigkeit von Erschütterungen sowohl positiv als auch negativ beeinflusst werden können ([3], [4]), aber Aussagen zur Dauerhaftigkeit fehlen bzw. wurden nur kürzlich indirekt, z. B. in [3], über die Wassereindringtiefe im Labormaßstab ermittelt. Die Proben wurden dazu aber nur harmonisch für einen kurzen Zeitraum (1×30 s) angeregt. Völlig unbekannt ist der Einfluss auf Langzeiteffekte, womit mögliche Schäden aufgrund heute falsch gesetzter Grenzwerte bei Baumaßnahmen erst in einigen Jahren zum Vorschein kommen könnten.

Andererseits wären bei zu konservativ angesetzten Grenzwerten Bauphasen nicht oder nur unter starken Einschränkungen möglich. Die Folge wären dann unnötig lange Verkehrssperren, großräumige Umleitungen oder aufwendige Konstruktionen (Unterstellung) bis hin zu verfrüht durchgeführten Ersatzneubauten, da die Tragwerke aufgrund zu konservativ gesetzter Grenzwerte nicht mit Betonierarbeiten am Tragwerk verstärkt werden können. Kürzlich konnte durch Mitwirken der Autoren mit speziellen einwirkungsseitigen Untersuchungen gezeigt werden, wie für den Fugenschluss eines Brückenbauwerkes an der A 23 – mit 140.000 Fahrzeugen pro Tag und Richtung Österreichs meistbefahrenen Autobahn – die Baumaßnah-

men optimiert werden können. Ein ursprünglich geplantes Stützgerüst im Fugenanschluss konnte entfallen, siehe [6]. Dies trug mitunter wesentlich dazu bei, dass die Brücke Monate früher für den Verkehr freigegeben werden konnte.

1.2 Messgröße

Von Bedeutung ist die Wahl der geeigneten dynamischen Messgröße. Zur Auswahl stehen (entsprechend der Bewegungsgleichung) Schwingweg, Schwinggeschwindigkeit und Beschleunigung:

- **Schwingweg u :** Die Verschiebungen in einer Struktur sind über die Steifigkeiten K mit den einwirkenden Kräften F gekoppelt: $F = K \cdot u$.
- **Schwinggeschwindigkeit \dot{u} :** Die Schwinggeschwindigkeit ist die Standardgröße im Erschütterungsschutz, da sie ebenfalls eine gute Kopplung mit dem inneren Verzerrungszustand zulässt. Ein weiterer Grund ist die historische Entwicklung der Messtechnik: Geophone messen Schwinggeschwindigkeit. Diese werden bei Erschütterungen primär eingesetzt, da sie in tieferen Frequenzbereichen besser messen als piezoelektrische Beschleunigungsaufnehmer. In den einschlägigen Erschütterungsnormen, z. B. [10], werden deshalb Grenzwerte ausschließlich für Schwinggeschwindigkeiten definiert. Auch in den derzeit in der Literatur angegebenen Grenzwerten für Betonieren unter Verkehr wurde diese Größe herangezogen, wengleich oft mit dem Zusatz, dass die relativen Verschiebungswege klein sein müssen, siehe z. B. [1], [2], [5]. Im Maschinenbau wird die Schwinggeschwindigkeit auch für die Messung und Bewertung von Ermüdung von Maschinenbauteilen, Lager und Schmiermittel als Beurteilungsgröße herangezogen. Begründet ist dies dadurch, dass die Schwinggeschwindigkeit über die Masse direkt mit der kinetischen Energie verbunden ist, $E_{kin} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}^2$ [7], und dadurch Rückschlüsse auf die Dauerbelastung aussagekräftiger sind.
- **Beschleunigung \ddot{u} :** Gemäß dem 2. Newtonschen Gesetz sind Beschleunigungen proportional zu den einwirkenden Kräften: $F = m \cdot \ddot{u}$. Von Interesse sind Beschleunigungen, wenn

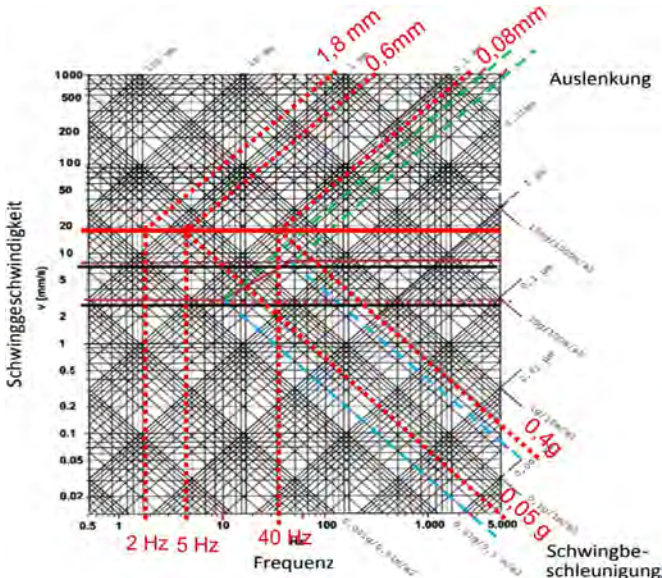


Bild 2: Frequenzabhängigkeit der dynamischen Größen/Amplituden beim derzeit oft empfohlenen Grenzwert von 20 mm/s (rot)

Trägheitskräfte der einzelnen Partikel untersucht werden sollen.

Gemessen werden kann grundsätzlich jede Größe. An ihr sollte sich aber die Wahl der Sensorik orientieren. Niedrige Frequenzen benötigen z. B. größere Schwingwege bzw. sind die Beschleunigungswerte dabei eher gering. Die Größen Weg, Geschwindigkeit und Beschleunigung können grundsätzlich durch Integration bzw. Differentiation ineinander übergeführt werden. Im Fall einer harmonischen Schwingung besteht zwischen diesen Größen ein einfacher multiplikativer Zusammenhang über die (fixe) Frequenz (siehe auch Bild 2). Die Messung der Schwinggeschwindigkeit hat sich auch deshalb als vorteilhaft erwiesen, weil jeweils durch einmaliges Integrieren bzw. einmaliges Ableiten Weg bzw. Beschleunigung errechnet werden können.

2 Experimentelle Umsetzung

2.1 Versuchskonzept

Die Auswirkungen von Erschütterungen auf erhärtenden Beton wurden noch nicht syste-

matisch anhand real auftretender Brückenschwingungen untersucht. Um diese Zusammenhänge besser zu verstehen bzw. ein grundsätzliches Materialverständnis zu erlangen, werden Versuche mit kontrolliert aufgeführten Schwingungen auf den erhärtenden Beton durchgeführt. Um die potenziell bei Brücken auftretenden Erschütterungen zu berücksichtigen, werden neben harmonischen Schwingungen auch reale transiente Signale zur künstlichen Anregung verwendet. Diese sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Variiert werden Frequenz, Signalform, Anregungsdauer und Amplitude. Die Kleinprobekörper (Würfel und Prismen) werden mit und ohne Bewehrungsstab ausgeführt.

Nach Befüllen der Schalkkörper werden die Proben während der kritischen ersten 15 h der Erhärtungsphase mit künstlich erzeugten Schwingungen beaufschlagt. Nach vollständiger normgerechter Erhärtung nach 28 d werden Materialtests durchgeführt. Das Grundschema ist in Bild 3 dargestellt. Verwendet werden – wie in Tabelle 1 ersichtlich – zwei Betonsorten: ein Standardbeton für Brücken der Festigkeit C30/37 (Expositionsklasse B3 nach [9]) sowie ein Regelbeton für Randbalken (Kappen) mit C25/30 (B7 nach [9]).

2.2 Serie 1: unbewehrte Betonwürfel

2.2 Serie 1: unbewehrte Betonwürfel

Die Kleinprobekörper (im Allgemeinen sechs Würfel mit 150 mm Kantenlänge sowie zwei Prismen) werden durch einen AIT-eigenen Schwingungsgenerator systematisch angeregt (Bild 4). Dieser erlaubt auch unterschiedliche Intensitäten von realen Signalformen. Pro Durchgang wurden zusätzlich Referenzproben gefertigt und daneben „ruhend“ gelagert.

Anregungstyp	Harmonisch	5 20 35 Hz	Intermittierende Anregung: harmonische Schwingung von 20 s alle 10 min
	Transient	Realer Zug	Intermittierend: 1 Zug alle 20 min
		Realer LKW	Intermittierend: 1 LKW alle 3 min
		Dauerverkehr	Kontinuierlich
Spitzengeschwindigkeit/ Amplituden der Anregung		5 10 15 20 30 50 mm/s	80 mm/s (angenommene einzige Ausnahme)
Anregungsdauer		Generell: 15 h Fallweise < 15 h	
Betonsorte	B3^{*)}	C30/37/F52/GK22 Zement: CEM II/B-M (S-L) 42,5 N 340 kg/m ³ w/z-Wert: 0,55 Luftporenanteil: 2,5–6,5 %	Hinweis: Typische Betonsorte für Tragwerke von Brücken
	B7^{*)}	C25/30/F52/GK22 Zement: CEM II/A-M (S-L) 42,5 N 380 kg/m ³ w/z-Wert: 0,45 Luftporenanteil: 4–8 %	Hinweis: Typische Betonsorte für Randbalken (erhöhte Frostbeständigkeit)

^{*)} Kurzbezeichnung nach ÖNORM B 4710-1 [9]

Tabelle 1: Parameterset Anregungsmatrix und Betone

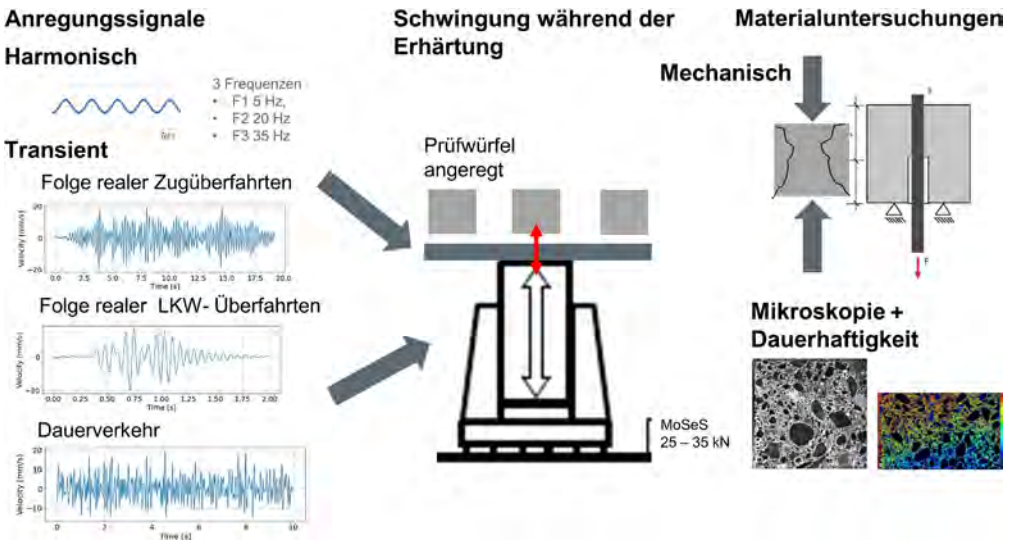


Bild 3: Exemplarische Versuchsabfolge: Anregungssignale als Schwinggeschwindigkeit \dot{u} [mm/s] für Zug und LKW sowie Dauerverkehr, umgesetzter schematischer Versuchsaufbau und Prüfprogramm Material

In der ersten Prüferie sollen die Auswirkungen von Schwingungen auf die mechanischen und dauerhaften Betoneigenschaften untersucht werden. Mögliche erwartete Schädigungen sind insbesondere Risse und Entmischung der Bestandteile, welche zu nachteiligen Ei-

genschaften führen könnten. Pro Durchgang wurden die Würfel und Prismen während der ersten 15 h dynamisch mit unterschiedlichen Signalformen und Amplituden entsprechend Tabelle 1 angeregt und danach entsprechend den Normvorgaben [9] im Wasserbad 28 d ge-

lagert, bevor die Materialprüfungen erfolgen.

2.3 Serie 2: bewehrte Probekörper – Auszugversuche

In der 2. Serie wurden pro Schwingserie vier Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 200 mm entsprechend den Vorgaben für Auszugstests nach [8] gefertigt. Zentrisch wurde ein Bewehrungsstab \varnothing 16 mm mit Standardrippenprofil und einer Verbundlänge von 80 mm ($= 5 \times \varnothing$ nach [8]) eingelegt und Proben für beide Betonsorten (C30/37 bzw. C25/30, vgl. Tabelle 1) erstellt. Die Würfel wurden diesmal auf einer unbeweglichen Vorrichtung montiert und nur der Bewehrungsstab mit dem Schwingungstisch über eine Schraubmuffe verbunden (siehe Bild 5). Wiederum wurden die Durchgänge während der ersten 15 h dynamisch mit unterschiedlichen Signalformen und Amplituden entsprechend Tabelle 1 angeregt. Jeweils zwei Referenzkörper wurden pro Durchgang ohne Schwingung neben der Prüfvorrichtung gelagert, um Temperatureinflüsse in der Auswertung auszuschließen. Die Auszugversuche erfolgten mit einer Hohlkolbenpresse nach 28 d.

Neben den Schwinggeschwindigkeiten wurde zudem an ausgewählten Proben beidseitig der Bewehrungsdurchführung der Schwingweg am Stab über die gesamte Anregungsdauer gemessen (Bild 6).



Bild 4: Versuchsaufbau für unbewehrte Betonwürfel und Prismen für die mechanischen und Dauerhaftigkeitstests

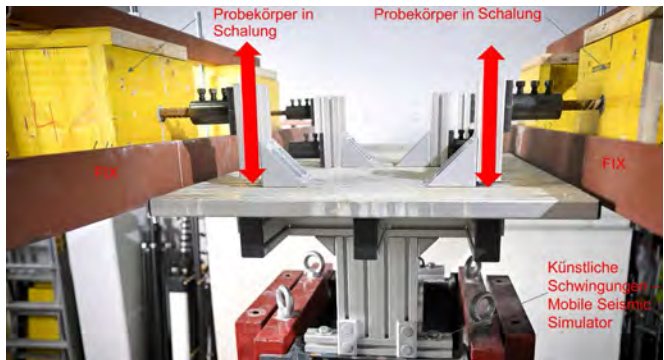


Bild 5: Versuchsaufbau der Betonkörper für spätere Auszugversuche: der Bewehrungsstab wird in der Mitte mit unterschiedlichen Amplituden und Schwingungssignalen während der ersten 15 h relativ zum Betonkörper bewegt

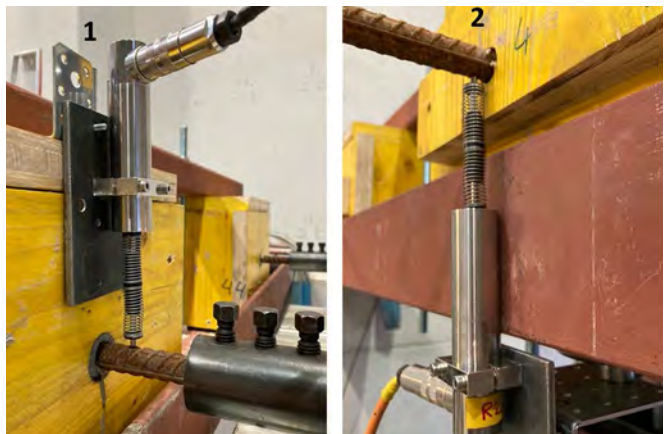


Bild 6: Details Messung der Schwingwege am Eintrittspunkt 1 und gegenüberliegend Austrittspunkt 2 des Bewehrungsstabs (s. a. oben links und rechts in Bild 5)

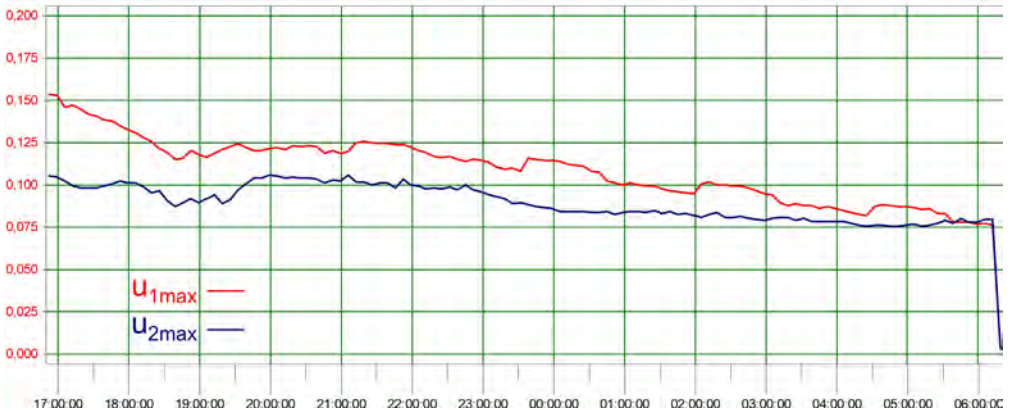
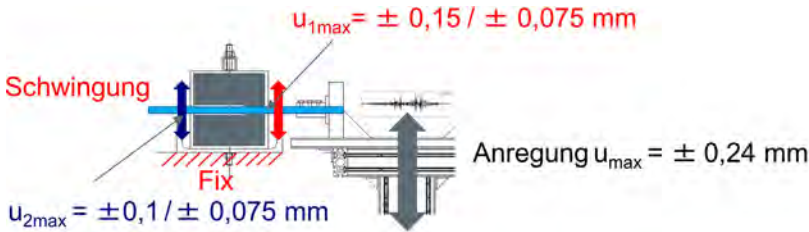


Bild 7: Verlauf der maximalen Verschiebungsamplituden während der ersten 15 h bei Anregung durch Dauerverkehr mit einer (Geschwindigkeits-)Amplitude von 10 mm/s

Für einen exemplarischen Probekörper (Dauerverkehr mit Amplitude 10 mm/s) sind die zeitlichen Verläufe der Wegamplituden in Bild 7 ersichtlich. Die am Schwingtisch aufgebraachte Wegamplitude (u_{max}) betrug bei diesem Experiment $\pm 0,24$ mm. Durch die Nachgiebigkeit der Befestigungsvorrichtung kommen von dieser ursprünglichen Verformung an der Innenseite der Schalung (u_{1max}) maximal $\pm 0,15$ mm an. Dieser Wert nimmt über die Zeit auf $\pm 0,075$ mm ab, da der Beton kontinuierlich erhärtet. An der gegenüberliegenden Seite des Würfels schwingt der Stab frei. Hier sind die maximalen Amplituden (u_{2max}) etwas geringer.

3 Ergebnisse

3.1 Betonfestigkeit und E-Modul (Serie 1)

Erste Laborergebnisse deuten darauf hin, dass Festigkeit und Steifigkeit des Betonkörpers im Allgemeinen nicht durch Schwingungen beeinträchtigt werden, die durch allgemeine Ver-

kehrssituationen verursacht werden. Es gibt aus den Versuchen keinen eindeutigen Hinweis darauf, dass eine bestimmte Erregungsart (eine bestimmte Frequenz) besonders kritisch ist. Noch interessanter ist, dass auch die gewählte Amplitude der Anregung keinen Einfluss auf die mechanischen Betoneigenschaften zu haben scheint (die höchste Anregungsamplitude betrug 80 mm/s).

Bild 8 zeigt die Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeiten der Serie für den Beton B3, wobei dies jeweils die Mittelwerte der jeweils durchgeführten vier Würfeltests je Parameterkombination sind. Neben den Ergebnissen der mit harmonischen Signalen (5, 20 und 35 Hz) angeregten Probekörper sind auch die Ergebnisse für die Simulationen von Dauerverkehr, LKW- und Zugverkehr dargestellt. Auch ist der Mittelwert der Referenzergebnisse (Proben in Ruhe) angegeben.

Die Mittelwerte der Festigkeiten sowohl der angeregten als auch der (ruhenden) Referenz-

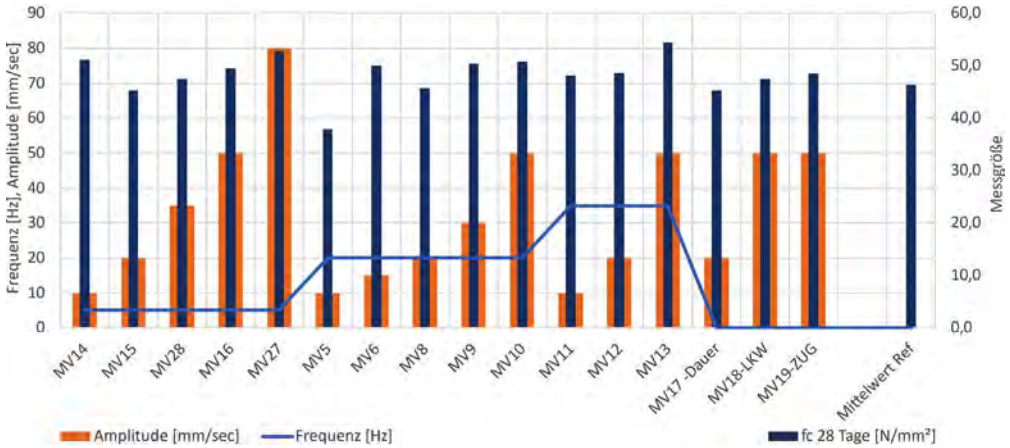


Bild 8: Druckfestigkeit nach 28 d bei unterschiedlichen Anregungsarten (harmonisch und transient)

proben sind deutlich erhöht, was wohl auf die sorgfältige Herstellung der Betonproben unter Laborbedingungen zurückzuführen ist. Generell waren die ermittelten Festigkeiten der geschüttelten Proben tendenziell noch etwas höher als jene der Referenzproben.

3.2 Verbundfestigkeit (Serie 2)

Durch Pull-out-Tests mittels aufgesetzter Hohlkolbenpresse wurden die Maximalkräfte und

Verschiebewege ermittelt. Ein exemplarisches Ergebnis eines Versuchsdurchgangs und der dazugehörigen Referenzversuche ist in Bild 9 ersichtlich. In diesem Fall (Anregung mit Dauerkehr und einer Geschwindigkeitsamplitude von 10 mm/s) liegt die nach [8] berechnete mittlere Verbundfestigkeit deutlich über den Referenzwerten. Der erreichbare Schlupf s ist geringer, liegt aber über 2 mm, mit Ausnahme von Versuch V4 – hier wurde Stahlfließen erreicht, wenn auch der Betonkörper schlussendlich

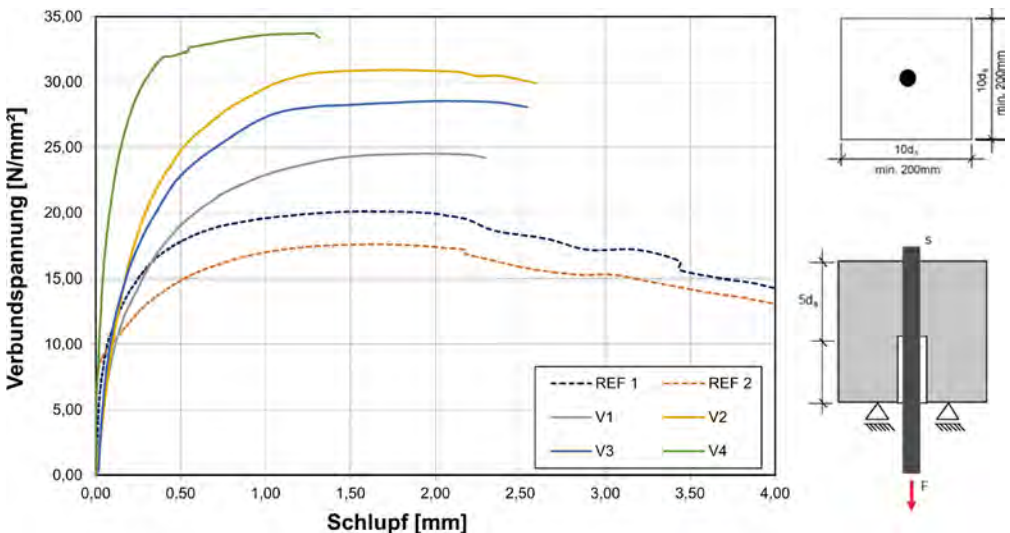


Bild 9: Ergebnisse des Auszugversuchs MV 2-13: Anregung mit Dauerkehr und Geschwindigkeitsamplitude 10 mm/s

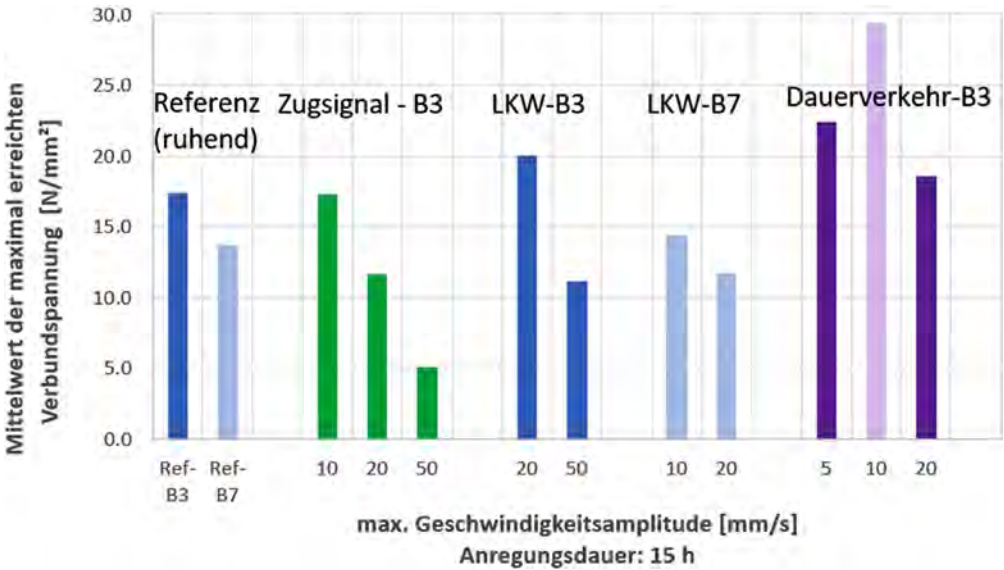


Bild 10: Gegenüberstellung der maximalen Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Geschwindigkeitsamplitude am Schwingtisch

durch Spaltbruch versagte. Die beim Versuch V4 erreichte Maximalkraft betrug 135,57 kN, dies entspricht einer Stahlspannung von 647,48 N/mm.

Gegenüberstellungen der Ergebnisse für die Serie 2 mit einer Anregungszeit von 15 h sind in Bild 10 und Bild 11 ersichtlich. Pro Durchgang wurden jeweils die Mittelwerte der dynamisch angeregten Proben gebildet und nach Anregungsart gruppiert. Proben wurden sowohl aus Beton B3-C30/37 als auch aus B7-C25/30 gefertigt. Die meisten Ergebnisse liegen für die Betonsorte B3 vor. Dieser Beton hat im Vergleich zum B7 mehr Zementgehalt und weniger Luftporenanteil und damit generell höhere Verbundfestigkeiten. Die Referenzwerte (Proben in Ruhe) beziehen sich auf die Mittelwerte aller erreichten Auszugkräfte für die jeweilige Betonsorte.

Deutliche Abnahmen der mittleren Verbundfestigkeiten bei einer Steigerung der Intensitäten der Schwingungsamplituden sind bei den Überfahrten von Zügen erkennbar. Anders verhält es sich beim Dauerverkehr. Hier ist zunächst (bei 5 mm/s und mehr noch bei 10 mm/s) eine

deutliche Verbesserung der Verbundspannung messbar, die bei 20 mm/s wieder abnimmt. Ähnliche Phänomene der Verbesserung sind aus Erfahrungsberichten von ausführenden Firmen bekannt. Auch in [4] sind Hinweise auf Steigerungen der Verbundwirkung bei real angeregten Proben entdeckt worden.

Noch klarer werden die Zusammenhänge, wenn die Ergebnisse in Abhängigkeit von Verschiebungsamplituden betrachtet werden, siehe Bild 11. Der Dauerverkehr weist hier aufgrund der breitbandigen Anregung wesentlich geringere Verschiebewege auf als etwa die Anregung durch Zugüberfahrten. Dies legt den Rückschluss nahe, dass die relative Verschiebung der maßgebliche Schädigungsparameter ist. Zusätzlich deutet eine Anregung bei kleinen Verschiebungswegen auf eine Nachverdichtung hin, die sich positiv auf die Verbundfestigkeiten auswirkt. Die angegebenen Verschiebewege beziehen sich auf den Schwingtisch. An der Probe kommen ca. 60 % an (siehe Bild 9). Das würde mit Blick auf die Ergebnisse der Dauerverkehrsanregung bedeuten, dass eine optimale Verdichtung (Verbesserung des Verbundes) bei $0,24 \text{ mm} \cdot 0,6 = 0,144 \text{ mm}$ erreicht wird, wäh-

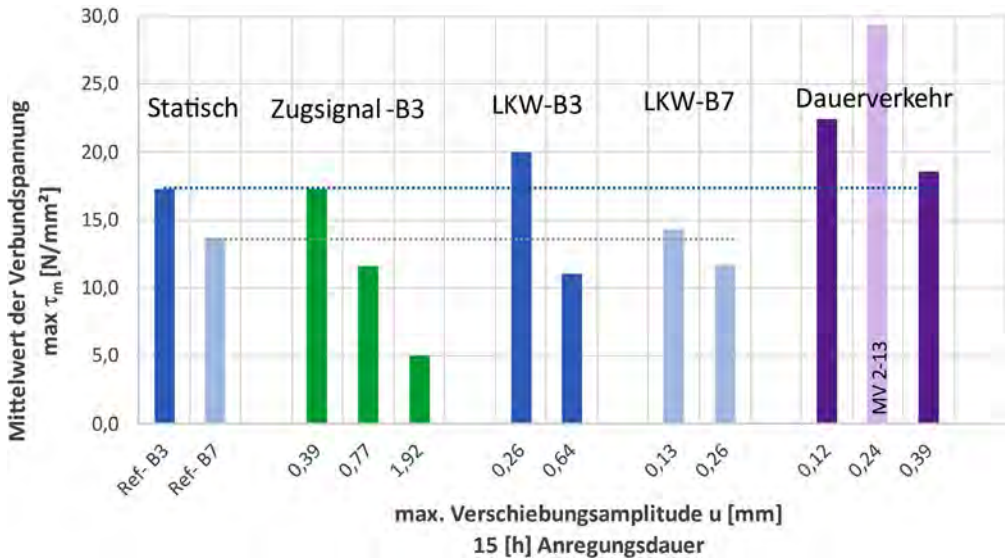


Bild 11: Gegenüberstellung der maximalen Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Verschiebungsamplitude am Schwingtisch

rend bei größeren Erschütterungen, nämlich bei $0,39 \text{ mm} \cdot 0,6 = 0,234 \text{ mm}$ die nachteiligen Effekte der Relativverschiebungen schon wieder deutlicher zutage treten.

4 Fazit

Erste Laborergebnisse deuten darauf hin, dass mechanische Betonkennwerte, allen voran die Festigkeit und Steifigkeit von Normalbeton, im Allgemeinen nicht durch Schwingungen beeinträchtigt werden, die durch gewöhnliche Verkehrssituationen verursacht werden.

Erste Ergebnisse am Verbundverhalten des Bewehrungsstabs zeigen jedoch sehr deutlich, dass die Verbindung zwischen Beton und Bewehrungsstäben durch starke Erschütterungen beschädigt werden kann. Hier sind wohl vorrangig die Relativverschiebungen für die Schädigung maßgebend. Bei kleinen Verschiebeamplituden von ca. $0,14 \text{ mm}$ bei Dauerverkehr konnte sogar eine deutlich positiv wirkende Nachverdichtung entdeckt werden, die sich bei weiterer Zunahme der Amplitude aber wieder verschlechtert. Die Unterschiede zwischen den Betonen B3 und B7 sind wohl begründet

durch den höheren Luftporen- und Zementanteil von B7.

Durch vertiefende Untersuchungen werden die Probekörper noch weiter untersucht bzw. werden gegebenenfalls noch ergänzende Kleinproben für maßgebliche Anregungskombinationen gefertigt.

Es erfolgen vertiefte Auswertungen zur Ermittlung der Dauerhaftigkeit und zur Mikrostruktur. Zudem sind Großversuche an Platten geplant (Serie 3), um beispielsweise Size-Effekte zu beurteilen sowie die Anregung von Verkehrsschwingungen an Brücken inklusive Schalungen besser nachstellen zu können.

Dank

Die gegenständliche Forschungsprojekt „*Concreting under Traffic - COUNT*“ wird im Rahmen des FFG-Förderprogramms *Collective Research* finanziert. Die Autoren danken dem Österreichischen Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation, und Technologie (BMK), der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG), der

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG), der ÖBB Infrastruktur AG (ÖBB), der Abteilung Brücken und Grundbau der Stadt Wien (MA29) sowie allen beteiligten Branchenmitgliedern, Planungsbüros sowie ausführenden Firmen für die Unterstützung, die sehr gute Zusammenarbeit und den wertvollen fachlichen Austausch.

Literatur

- [1] Bonzel, J.; Schmidt, M.: Einfluß von Erschütterungen auf frischen und auf jungen Beton. Beton 30 (1980) 9 | 10, S. 333–337 | 371–378.
- [2] Ansell, A.; Silfwerbrand, J.: The vibration resistance of young and early-age concrete. Structural Concrete 4 (2003), S. 125–134.
- [3] Mähner, D.; Basler, F.; Hesselink, J.: Einfluss von Erschütterungen auf jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), S. 176–184.
- [4] Krohn, S.; Schrick, M.; Maurer, R.: Betonieren unter Verkehr. Beton- und Stahlbetonbau 116(2021), S. 89–100 – DOI: 10.1002/best.202000072
- [5] Hunkeler, F.; Jacobs, F.: Erschütterungen von jungem Beton bei Neubauten und Instandsetzungen – Empfehlungen für Beurteilung, Vermeidung und Maßnahmen. Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, 25.01.2016.
- [6] Ralbovsky, M.; Vorwagner, A.; Kleiser, M.; Kozakow, T.; Geier, R.: Verkehrsschwingungen bei Betonierarbeiten auf bestehenden Straßenbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020), S. 179–187 – DOI: 10.1002/best.201900092
- [7] DIN ISO 10816-3:2018-01: Mechanische Schwingungen – Messung und Bewertung der Schwingungen von Maschinen – Teil 3: Industriemaschinen mit einer Leistung über 15 kW und Betriebsdrehzahlen zwischen 120 min⁻¹ und 30000 min⁻¹ (ISO 10816-3:2009 + Amd.1:2017).
- [8] Wildermuth, A. M.: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 609, Berlin: Beuth Verlag, 2013.
- [9] ÖNORM B 4710-1:2018-01: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität – Teil 1: Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton.
- [10] DIN 4150-1:2022-12: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen.

Bildquellen

Bild 1: Asfinag und AIT

Bilder 2, 4–11: © AIT

Bild 3: AIT und Smart Minerals



Seeing beyond

ARAMIS

Measure strain,
deformation and
displacement

The ARAMIS product portfolio comprises sensors for dynamic measurements of 3D coordinates, displacements and surface strain. Based on triangulation, the systems provide precise coordinates for full-field and point-based measurements.



Zustandsüberwachung einer integralen, mehrfeldrigen Eisenbahn-Stahlverbundbrücke mit verteilten faseroptischen Sensoren

Dipl.-Ing. Sven Kromminga¹, Dr.-Ing. Katarzyna Zdanowicz², Dipl.-Ing. Max Käding¹, Tomasz Howiacki, Ph.D³

¹ Marx Krontal Partner, Weimar

² FOLAB, Weimar

³ SHM System – Nerve-Sensors, Krakau (Polen)

KURZFASSUNG

Im Zuge der Umverlegung einer Güterzugstrecke wurde der Ems-Jade-Kanal durch einen dreifeldrigen, integralen Stahlverbundrahmen überführt, an dem durch ein installiertes Dauermonitoring die Entwicklung der Zwangsschnittgrößen und der einsetzenden Rissbildung beurteilt werden soll. Zur Dehnungsmessung am Bauwerk wurden sowohl Dehnungsmessstreifen (DMS) als auch faseroptische Sensoren (DFOS, distributed fibre optic sensors) im bzw. am Bauwerk appliziert. Die aus dieser Kombination der unterschiedlichen Dehnungssensorik gewonnenen Zustandsgrößen werden in der folgenden Abhandlung verglichen und bewertet.

1 Einleitung

Die messtechnische Strukturüberwachung hat sich in den vergangenen Jahren als anerkanntes Werkzeug etabliert und ist für die Bewertung baukonstruktiver Fragestellungen in allen Lebensphasen eines Bauwerks nicht mehr wegzudenken [1], [2]. Sie ermöglicht, einen neuen Anspruch an Form und Design zu definieren und auch unter schwierigen Randbedingungen Klarheit über die vorhandenen Beanspruchungen zu erhalten [3].

Für das Bauwesen ist eine der wahrscheinlich wichtigsten Messgrößen die Dehnung. Sie ist bereits in der statischen Berechnung ein zentrales Element zur Tragfähigkeitsbeurteilung. Dehnungen werden klassischerweise durch Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen. Diese werden punktuell auf dem untersuchten Bauteil appliziert und liefern eine zeitkontinuierliche Information über die lokalen Dehnungsänderungen. Diese Form der ortsdiskreten Messung ist jedoch gerade im Beton- und Spannbetonbau

stark limitierend, da z. B. bei Rissbildung ortsveränderliche Dehnungszustände in Beton und Bewehrung vorliegen, die auch durch eine Vielzahl hintereinander geklebter DMS nicht hinreichend zufriedenstellend aufgelöst werden können.

Diesen Defiziten kann hingegen mit verteilter faseroptischer Messung (DFOS, *distributed fibre optic sensing*) begegnet werden. Die DFOS-Technologie gewinnt in letzten Jahren mehr und mehr an Bedeutung im Bauwesen und stellt einen Innovationssprung im Bauwerksmonitoring dar [6]–[12]. Mit DFOS-Sensoren können nicht nur punktuell, sondern über die gesamte Länge des Sensors quasi-kontinuierlich Dehnungen gemessen werden. Die DFOS-Sensoren können entweder beim Neubau oder mit geringem Installationsaufwand an Bestandsbauwerken appliziert werden. Mit wenigen Sensoren kann eine globale Zustandsüberwachung realisiert werden. Anhand der gemessenen Dehnungsdifferenzen können Aussagen zu Verformungen, Risszustand, Spannkraftverlusten, lokalen Schädigungen oder dem dynamischen Bauwerksver-

halten abgeleitet werden. Eine Besonderheit der DFOS-Technologie ist es, dass durch Integration von Dehnungsverläufen Rissbreiten mit sehr hoher Präzision bestimmt werden können [13].

Die Vorteile der faseroptischen Messung liegen in der hohen Auflösung, der Möglichkeit der geometrisch kontinuierlichen Messung und der Langlebigkeit der Sensoren. Obwohl die Kosten von Sensoren im Vergleich zu den Baukosten vernachlässigbar sind, werden DFOS-Sensoren wegen der immer noch hohen Anschaffungskosten für die Messgeräte in Neubauten zurzeit hauptsächlich für periodische Inspektionen und nicht für eine Vollzeitüberwachung eingesetzt. In solchen Fällen liefern die DFOS-Messungen eine räumlich aufgelöste, aber zeitdiskrete Dehnungsverteilung und lassen sich deshalb hervorragend mit den zeitkontinuierlichen Messungen mit DMS kombinieren.

Die verteilte faseroptische Messung wurde aufgrund der benannten Vorteile auch an einer neuen Eisenbahnbrücke über den Ems-Jade-Kanal eingesetzt. Dieses Bauwerk wurde im Zuge des Ausbaus der Bahnstrecke von Oldenburg zum Jade-Weser-Port in Wilhelmshaven als dreifeldriger integraler Stahlverbundrahmen geplant und ausgeführt. Die besondere Bauweise erforderte wegen der fehlenden Erfahrungen eine messtechnische Überwachung, um die Entwicklung der tatsächlichen Zwangsschnittgrößen und der einsetzenden Rissbildung beurteilen zu können. Es wurden sowohl eine unternehmensinterne Genehmigung (UiG) als auch eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Aus diesem Anlass wurden u. a. zur Dehnungsmessung sowohl DMS als auch DFOS im bzw. am Bauwerk appliziert. Der Einsatz von klassischen Dehnungsmessstreifen in Kombination mit faseroptischer Messsensorik bot die Möglichkeit, einen Vergleich zwischen konventionellen und faseroptischen Verfahren unter realen Anwendungsbedingungen zu führen.

2 Bauwerk und Problemstellung

Die Eisenbahnüberführung (EÜ) Ems-Jade-Kanal ist als zweigleisige Brücke im Zuge der ABS

Oldenburg-Wilhelmshaven Strecke 1546 in Bau-km 2,451 bei Sande errichtet worden. Das Bauwerk ist ein 3-feldriger Verbundrahmen mit einer Gesamtlänge von 83 m. Die Stützweiten der drei Felder betragen 25 m – 33 m – 25 m. Um auf Schienenauszüge verzichten zu können, wurde das Bauwerk als integraler Rahmen ohne bewegliche Fahrbahnquerfugen oder Lager konstruiert. Aufgrund der weichen Böden im Bereich der Küste wurde das Bauwerk tiefgegründet. Erst in 10 m Tiefe unterhalb der Gründungsebene wird tragfähiger Boden erreicht. Die Widerlager und Pfeiler wurden auf Großbohrpfählen ($d = 120$ cm) gegründet, welche etwa 20 m tief in den Baugrund einbinden. Um Schnittgrößen aus Zwangsverformungen zu minimieren und trotzdem ausreichende Längssteifigkeit im System zu erzeugen, sind nur die inneren Bohrpfahlreihen der Pfeilerachsen geneigt ausgeführt. An den Fahrbahnübergängen sind Schlepplplatten vorgesehen, um eventuelle Setzungen im Übergangsbereich zu kompensieren.

Die Überbauten wurden in Stahlverbundbauweise mit bogenförmig gevouteten Rahmenriegeln geplant. Pro Feld wurden je vier VFT®-Träger [15] biegesteif in die Stahlbetonwiderlager und -pfeiler einbetoniert. Die VFT®-Träger sind aus einem geschweißten Stahlträger mit variabler Höhe und einer werksseitig aufbetonierten Fertigteilplatte zusammengesetzt. Für den Verbund zwischen Stahlträger, Fertigteil- und Ort betonplatte wurden werksseitig Kopfbolzendübel an den Trägerobergurt angeschweißt. Der biegesteife Anschluss an die Unterbauten erfolgte durch eine Einbindung der Rahmeneckbewehrung in die Platte, das anschließende Aufbringen einer Ortbetonergänzung im Bereich der Fahrbahnplatte sowie die Betonage der Rahmenecken. Druckkräfte des Untergurtes werden über eine Druckplatte in die Unterbauten eingeleitet.

Ein mehrfeldriger Verbundrahmen mit VFT®-Trägern stellte für die DB AG eine neuartige Bauweise dar. Aus diesem Grund waren für die Errichtung eine UiG und eine ZiE erforderlich. Im Fokus standen hierbei die hoch beanspruchten Rahmeneck- und Übergangsbereiche, in de-

nen die tatsächlich eintretende Rissbildung des Betons ermittelt werden sollte. Aufgrund der integralen Bauweise sollten ferner die Effekte aus der Interaktion zwischen Gründung und Tragwerk, die Schienenlängsspannungen sowie die aus der Verdichtung der Hinterfüllung aus den zwangsabhängigen Bewegungen der Widerlager bewertet werden.

Bestandteil der ZiE waren aus diesen Gründen die Erstellung eines Messprogramms für baubegleitende Messungen sowie Kontrollmessungen nach der Rohbaufertigstellung mit dem Ziel, die tatsächlich gemessenen Beanspruchungen und Verformungen des Tragwerks aus Zwangsbeanspruchungen und Verkehr zu erfassen. Für die Untersuchungsschwerpunkte wurden entsprechende messtechnische Messmaßnahmen abgeleitet und ein Bauwerksmonitoring parallel zum Baufortschritt seit April 2021 am Bauwerk installiert, um auch die zeitlichen Effekte aus der Herstellung des Tragwerks zu erfassen. Die Inbetriebnahme des bahnrechten Gleises erfolgte genau ein Jahr später im April 2022, die des bahnlinken Gleises im Juni 2022.

3 Messtechnische Umsetzung

Um die Fragestellungen der ZiE adressieren zu können, wurden verschiedene messtechnische Maßnahmen für das Bauwerk geplant. Hierzu zählen die Erfassung:

- der Temperaturen von Tragwerk, Schiene, Luft,
- der Dehnungen verschiedener Tragwerksteile im Beton, an der Stahlbewehrung, am Stahlträger und an der Schiene mit DMS und DFOS,
- der relativen Verschiebungen (Durchbiegung, Längsdehnung) in den Überbaufeldern mit Hilfe von Laserdistanzmessung,
- der Verformungen der Unterbauten (Bohrpfähle) und Setzungen des Hinterfüllbereichs mit Ketteninklinometern und
- der globalen Bewegungen des Bauwerks mit geodätischer Messtechnik.

Die Messtechnik verteilt sich über das gesamte Bauwerk, konzentriert sich jedoch in der Achse des bahnrechten Gleises. Die Installation erfolg-

te mitlaufend zum Baufortschritt des Bauwerks seit April 2021. Die ersten Einbauten begannen bspw. mit der Herstellung der Bohrpfähle. Seitdem werden durch die Monitoringanlage die Beanspruchungen im Tragwerk bis heute erfasst. Die Dauermessung wurde jedoch durch eine fehlende Stromversorgung vom September 2022 bis zum November 2022 unterbrochen.

Die nachfolgende Auswertung konzentriert sich auf die Dehnungsmessung in den Achsen 20 und 30 und damit auch nur auf einen kleinen Teil der Messtechnik. Die relevante Sensorik (DMS und DFOS) ist in Bild 1 dargestellt.

Die konventionelle Dehnungsmessung mit DMS erfolgt mit Hilfe zusätzlich eingebauter Bewehrungsstäbe, auf denen die DMS vorappliziert wurden. Die Bewehrungsstäbe wurden im Vorfeld der Betonage in die Rahmenstiele bzw. in die Ortbetonplatte eingebaut (Bild 2, links). Sie sind 2,5 m lang und an jedem Stab sind zentrisch drei DMS mit einem Abstand von ca. 40 cm zueinander appliziert. Die DMS sind durch Isolierband über einen Bereich von ca. 20 cm schützend abgedeckt (Bild 2, rechts). In dieser Zone ist von einer Verbundstörung auszugehen, was beim späteren Vergleich zwischen den Messergebnissen der DMS und DFOS zu beachten ist. Zur Temperaturkompensation der gemessenen Dehnungen sind korrespondierende Temperatursensoren installiert. Die Nullmessung der DMS fand im spannungsfreien Zustand statt, dennoch wurde für die DMS ein einheitlicher Offset am 01.01.2022 eingeführt.

Zur Überwachung der Rissbildung im Beton in den hochbeanspruchten Bereichen in den Rahmenecken und über den Pfeilern wurden jeweils ein Bewehrungsstab mit DMS in die obere Bewehrungslage der Fahrbahnplatte (Achsen 20 und 30, Messstellen U1 bis U3) und die äußere Lage des Widerlagers (Achse 30, Messstellen L1 bis L3) eingelegt. Durch die DMS erfolgt so eine ortsdiskrete und zeitkontinuierliche Dehnungsmessung. Um die Rissbildung ortskontinuierlich auflösen zu können, wurde zusätzlich zum konventionellen Dehnungsmonitoring mit DMS in gleicher Lage faseroptische Sensorik (DFOS,

Bauwerksansicht und Messstellenübersicht

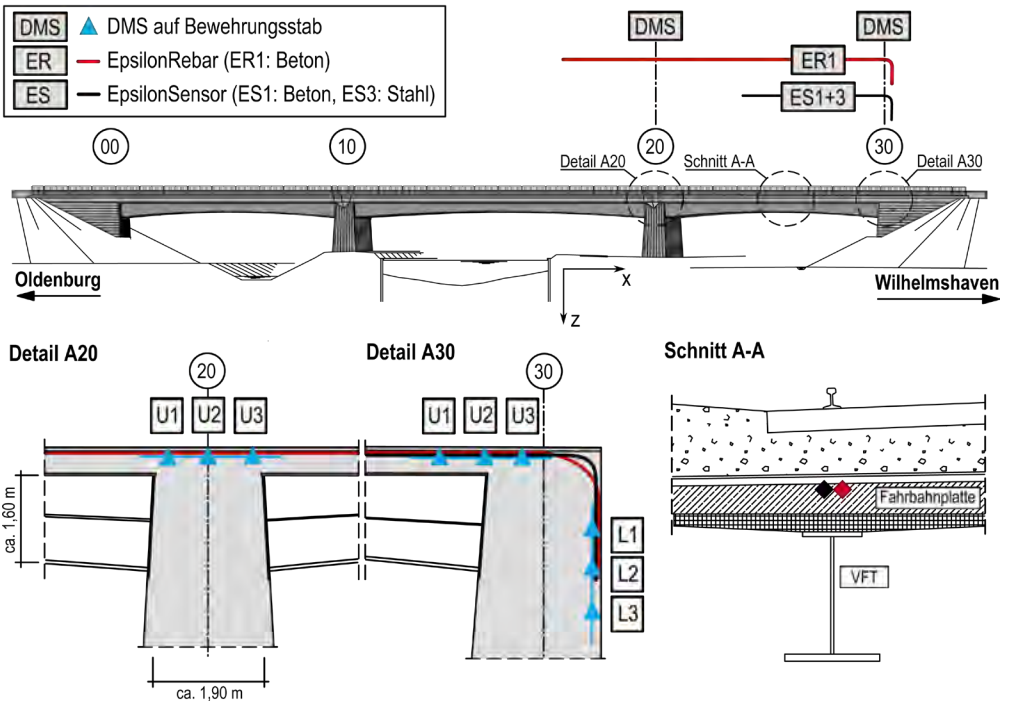


Bild 1: Übersicht über die Messtechnik sowie die Verteilung und Lage der Dehnungsmessstreifen und der faseroptischen Sensoren

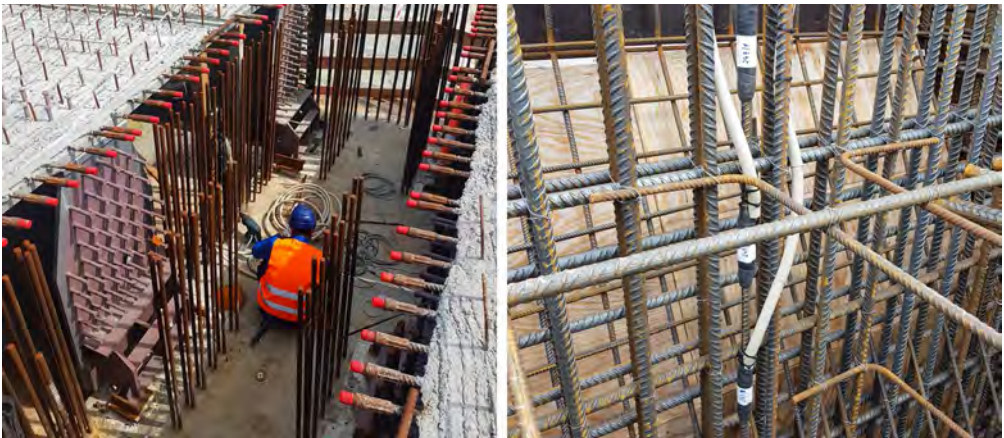


Bild 2: Herstellung Pfeilerkopf mit aufgelegten VFT-Trägern (links) und vertikaler Bewehrungsstab mit drei vorapplizierten DMS (rechts)

distributed fibre optic sensing) eingelegt. Die Sensoren wurden vom Widerlager in Achse 30 um die Rahmenecke herum in die Fahrbahn geführt und dort von Achse 30 bis in das mittlere Feld (Achsen 10, 20) installiert und einbetoniert. Es

wurden insgesamt fünf faseroptische Sensoren eingebaut, die sich hinsichtlich ihrer Eigenschaften und der Art des Einbaus unterscheiden. Drei Sensoren (ER1, ES1 und ES3) wurden in Achse des bahnrechten Gleises verlegt und zwei unter

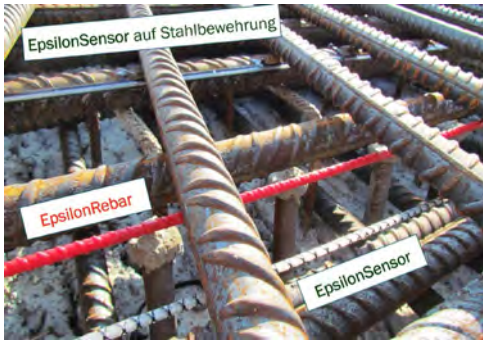


Bild 3: Übersicht über faseroptische Sensoren während des Einbaus

dem bahnlinken Gleis. Bild 3 zeigt die verschiedenen Fasern. Alle Sensoren wurden von der Fa. Nerve-Sensors hergestellt, geliefert und am 08. und 09.09.2021 durch zwei Personen installiert [4], [5]. Für die Auswertung werden nur drei Sensoren herangezogen, Tabelle 1.

Die allgemeine Anforderung an faseroptische Sensoren ist eine hohe Messgenauigkeit. Monolithische Sensorquerschnitte ermöglichen die Vermeidung von Schlupfeffekten. Um auch bei großen Verformungen, wie beispielsweise Rissen, präzise Messungen durchführen zu können, ist eine ausreichende Elastizität des Sensors erforderlich. In diesem Zusammenhang wurde ein hochelastischer und langlebiger Verbundwerkstoffkern für die Sensoren verwendet. Es wurden zwei Sensorarten im Beton eingesetzt, nämlich EpsilonRebar [5], die aus glasfaserverstärktem Polymer (GFK) mit einer äußeren Umflechtung bestehen, und EpsilonSensor [4], welche eine geringere axiale Steifigkeit und einen geringeren Biegeradius im Vergleich zum Typ EpsilonRebar hat. Zusätzlich wurde eine modifizierte Version des EpsilonSensors ohne Außengeflecht (glatte Außenfläche) für die Installation auf der Stahlbewehrung verwendet.

Zur Installation des EpsilonSensors am Bewehrungsstab wurde zuerst der Stab gereinigt und dann der Sensor mit einem Zweikomponenten-Epoxidharz auf den Stahlstab geklebt. Alle Anschlusskabel wurden aus dem Bauwerk herausgeführt und mit einem an der Widerlagerwand installierten Gehäuse geschützt.

Zur Messung der Dehnungen und Temperaturen mit den faseroptischen Sensoren wurden unterschiedliche optische Messgeräte eingesetzt. Die Dehnungsmessung wurde mit einem Luna ODISI 6008 Interrogator durchgeführt, mit der räumlichen Auflösung von 5,2 mm. Das Gerät misst auf Basis der Rayleigh-Streuung und bietet die Möglichkeit dynamischer Hochfrequenzmessungen. Zusätzlich wurden auch Messungen mit dem Raman-basierten Messgerät Yokogawa DTSX300 durchgeführt, das verteilte Messungen von Temperatur mit einer räumlichen Auflösung von 50 cm ermöglicht. Die Temperaturkompensation der DFOS-Sensoren und die Kalibrierung von verteilten Temperaturmessungen erfolgte zusätzlich über vier direkt neben den Sensoren eingebaute Temperatursensoren (Typ Geokon 3800 [14]).

Die DFOS-Messungen wurden periodisch durchgeführt. Die Referenzmessung fand am 27.10.2021 (Messsession S00) statt. Folgemessungen wurden am 05.05.2022 (S01), 26.06.2022 (S02), 16.08.2022 (S03), 16.11.2022 (S04) und 07.02.2023 (S05) durchgeführt.

4 Ergebnisse

4.1 Dehnungsmessung mit DMS

Die gemessenen Dehnungen in der Fahrbahnplatte sind in Bild 4 für die jeweils drei DMS der zwei Bewehrungsstäbe dargestellt. Im vor-

Nr.	Bezeichnung	Sensortyp	Lage	Länge [m]
1	ER1	EpsilonRebar	Fahrbahnplatte, obere Bewehrungslage	30
2	ES1	EpsilonSensor (glatt)	Auf Bewehrungsstab geklebt, obere Bewehrungslage	19
3	ES3	EpsilonSensor	Fahrbahnplatte, obere Bewehrungslage	19

Tabelle 1: Übersicht der installierten faseroptischen Sensoren

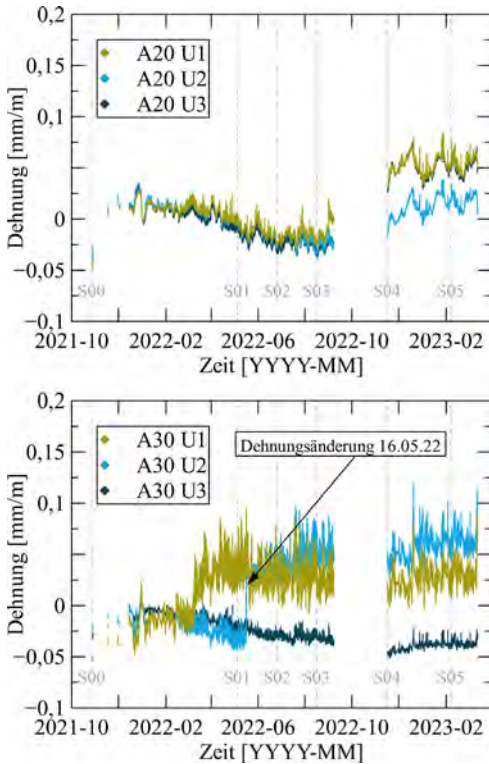


Bild 4: Zeitreihen der Dehnungsmessung in den Achsen 20 und 30, Markierung der Zeitpunkte der faseroptischen Messung S00–S05

liegenden Messzeitraum sind unterschiedlich stark ausgeprägte saisonale und tageszeitliche Schwankungen zu erkennen. Die tageszeitlichen Schwankungen sind in der Fahrbahnplatte in Achse 30 am größten. Die Sensoren U1 und U2 dieser Achse befinden sich im Feldbereich bzw. direkt über der Kopfplatte des Stahlträgers. Die Betonüberdeckung ist an diesen Messstellen am geringsten, wodurch Rückkopplungseffekte mit der Umgebungstemperatur schneller erfolgen können als an den anderen Sensoren. Die saisonalen Schwankungen stehen im Zusammenhang mit jahreszeitlichen Temperaturveränderungen und sind über dem Pfeiler in Achse 20 am deutlichsten.

Die mit jeweils drei DMS ausgerüsteten Bewehrungsstäbe sollen Aufschluss über die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung über die Länge des Bewehrungsstabes und eine mög-

liche Rissbildung zulassen. Eine gleichmäßige Dehnungsverteilung ist dann gegeben, wenn die Messsignale eine hohe Korrelation zueinander aufweisen und stetig verlaufen. Im Gegensatz dazu weisen eine schlechte Korrelation und ein unstetiges Messsignal auf eine mögliche Rissbildung hin.

Diese Beobachtung kann in Achse 20 gemacht werden. Bis zum September 2022 verlaufen die Kurven parallel übereinander, bevor es an U1 zu einer sprunghaften Dehnungszunahme kommt. Nach der Messlücke infolge des Stromausfalls verlaufen U1 und U2 parallel übereinander mit einem Offset von ca. 0,04 mm/m zu U3. Der Abstand entspricht etwa der Dehnungsänderung von U1 im September 2022. Dies deutet darauf hin, dass in der Phase der Messunterbrechung auch an U2 eine Dehnungsänderung aufgetreten sein muss. Für U3 kann hingegen angenommen werden, dass ein unveränderter Zustand vorliegt. Der Dehnungszustand über dem Pfeiler hat sich demnach im Messzeitraum verändert.

In Achse 30 ist ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Bis März 2022 ist ebenfalls ein gleichmäßiger Dehnungszustand zu erkennen. Ab März ist an der Messstelle U1 eine stärkere Dehnungszunahme um ca. 0,04 mm/m zu beobachten. Am 16.05.2022 kommt es dann an der Messstelle U2 zu einer sprunghaften Zunahme um 0,06 mm/m auf das Dehnungsniveau von U1. Im Zuge der sprunghaften Veränderung konnten in den Signalverläufen der Sensoren U1 und U2 leichte Dehnungsabnahmen beobachtet werden, weshalb dieses Ereignis eindeutig mit einer Rissbildung in Zusammenhang gebracht wird. Dieses Ereignis konnte auch durch DFOS-Messungen bestätigt werden, was im Absatz 4.3 erläutert wird.

4.2 Faseroptische Messung

Bereits bei den Referenzmessungen (Messkampagne S00/1–S00/4) am 27.11.2021 wurde die hohe Sensitivität der faseroptischen Messtechnik deutlich. Die Messungen wurden einen Monat nach der Betonage der Betonplatte durchgeführt, während parallel auf dem Bauwerk

Abdichtungsarbeiten stattfanden. Es wurden insgesamt vier Messungen durchgeführt. Im Vergleich zur ersten Referenzmessung S00/1 konnten in den folgenden Messungen diese Arbeiten beobachtet werden. Dabei war das Verschieben von auf Paletten gelagertem Abdichtungsmaterial als auch die thermische Einwirkung zum Aufbringen der Abdichtung deutlich in den Messungen erkennbar. Die durch obige Arbeiten auf dem Überbau induzierten Dehnungen im Bauwerk wurden von der faseroptischen Sensorik sensibel erfasst.

Weiterhin konnte bereits im Zuge der Referenzmessung der erste Riss detektiert werden. Auf Höhe der unteren Bewehrungslage wurde in der Fahrbahnplatte der EpsilonSensor ES4 verbaut. An diesem Sensor wurde in der Verbundplatte ein Dehnungspeak detektiert. Der gemessene Peak stellte sich direkt am Widerlageranschnitt des Verbundträgers ein. Aus dem Dehnungspeak wurde über lokale Dehnungsintegration die Rissbreite zu ca. $w = 0,002 \text{ mm}$ ermittelt. Aus ingenieurpraktischer Sicht ist dies eine irrelevante Größenordnung, zeigt aber die Fähigkeit der faseroptischen Sensorik zur Rissdetektion in einem sehr frühen Stadium der Rissbildung.

Die erste Folgemessung (Messkampagne S01) fand ca. ein halbes Jahr später am 05.05.2022 statt. Im Zuge der zweiten Messung wurden bereits zahlreiche Mikrorisse in der Verbundplatte detektiert (vgl. Bild 5), die auch in den weiteren

Folgemessungen bis hin zur letzten vorliegenden Messkampagne S05 am 07.02.2023 gut in ihrer Entwicklung nachverfolgt werden konnten. Hinsichtlich ihrer Größe und Anzahl haben sich die Risse jedoch nur unwesentlich geändert.

Der Abstand der detektierten Risse beträgt ca. 12 cm und deckt sich mit dem Abstand der Kopfbolzendübel auf dem Obergurt der Stahlträger (vgl. Bild 6). Sowohl die im oberen als auch im unteren Bereich der Platte angeordneten Sensoren erfassen die gemessene Verteilung der Mikrorisse. Damit ist die Rissbildung eindeutig den Zwangsbeanspruchungen in der Betonplatte und der Dehnungsbehinderung durch die Kopfbolzendübel zuzuordnen. Dies wird noch dadurch unterstrichen, dass unmittelbar in den Achsen 20 und 30 keine Risse erfasst wurden. In diesem Bereich läuft der Stahlträger nicht durch und folglich sind auch keine Kopfbolzendübel vorhanden. Weiterhin ist in Bild 5 zu erkennen, dass sich der gesamte Dehnungsbereich für beide Messungen (S01 und S05) schwerpunktmäßig im negativen Bereich befindet und damit eine Verkürzung des Bauwerks basierend auf einer im Vergleich zur Referenzmessung kälteren Temperatur sowie der erwartbaren Schwindinflüsse anzeigt. Auch während der Betriebsphase des Bauwerks unter Schwerlastverkehr stellte sich über den Achsen (Bereich Widerlager/Pfeiler) keine signifikante Rissbildung ein. Aus der Dehnungsintegration ergeben sich hier maximale Rissbreiten von $w = 0,04 \text{ mm}$.

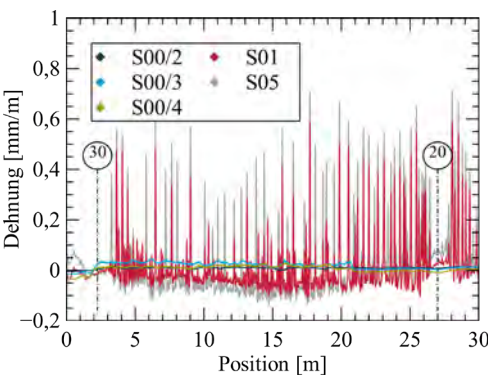


Bild 5: Dehnungsverteilung über die Sensorlänge des EpsilonRebar ER1 für die Nullmessung (drei Messungen) und die Folgemessungen S01 und S05

In Bild 7 sind die EpsilonSensoren ES1 und ES3 abgebildet. Während der ES1 auf die Bewehrung geklebt ist, liegt der ES3 ausschließlich im Verbund mit dem Beton. Auf diese Weise kann das Dehnungsverhalten von Beton und Bewehrungsstahl im gerissenen Zustand des Betons individuell beobachtet werden. Am ES1 im Beton zeigen sich deutlich größere Dehnungsspitzen in den Rissen, was auf einen spannungsfreien Zustand hindeutet. Am Bewehrungsstahl sind die Spitzen geringer und verschmieren sich eher in die Nachbarbereiche. Der Dehnungszustand ist gleichmäßiger. Dies entspricht der gängigen Theorie zur Dehnungsverteilung von gerissenem Stahlbeton. Auf Grundlage der

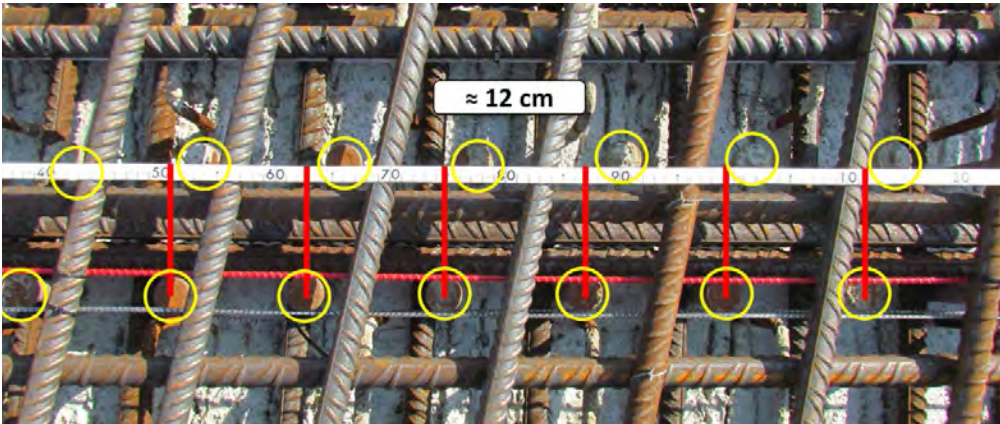


Bild 6: Blick auf die Bewehrung und die Kopfbolzendübel in der Verbundplatte sowie die faseroptischen Sensoren

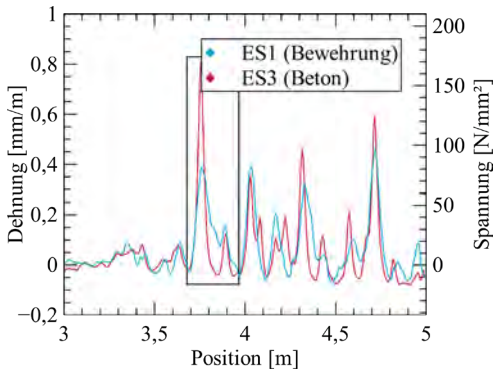


Bild 7: Dehnungsverteilung über die Sensorlänge für die EpsilonSensoren ES1 (Bewehrungsstahl) und ES3 (Beton), zusätzlich Angabe der Spannungsverteilung für den ES1

Dehnungsmessung des ES1 auf der Bewehrung konnte die Spannung im Bewehrungsstahl berechnet werden. Diese betrug für die bisherigen Messungen maximal ca. 118 MPa.

4.3 Vergleich von DMS- und DFOS-Messung

Der Vergleich der beiden Messprinzipien gelingt am besten in der ortskontinuierlichen Darstellung der Dehnungsverteilung. Hierzu wurden die Positionen der DMS entlang der Sensorlänge der DFOS verortet und die Messwerte der DMS zu den Zeitpunkten der jeweiligen DFOS-Messkampagne aufgetragen (siehe Bilder 8 und 9). Die DMS-Werte wurden aus den Zeitreihen per Mittelwertbildung über einen Zeitraum von

± 30 min vor und nach der DFOS-Messkampagne ermittelt, um möglichen Messeinflüssen der zeitkontinuierlichen Messung zu begegnen. Die dargestellten Bereiche zeigen auszugsweise die Abschnitte, in denen sich die DMS U1 bis U3 in den Achsen 20 und 30 befinden. Hierin wurden die DMS-Werte als Linien mit einer maßstäblichen Breite von ca. 20 cm abgebildet, um zu verdeutlichen, dass die DMS-Messung nicht als ideale Punktmessung angenommen werden kann, sondern infolge der Schutzabdeckung eine Verbundentkoppelung zum Beton stattfindet und somit für einen kurzen Bereich eine mittlere Dehnung repräsentiert.

Es kann festgestellt werden, dass die Größenordnung der Messwerte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den beiden Methoden zeigt, obwohl natürlich betont werden muss, dass die gemessenen Werte von ER1 die Betondehnungen und die DMS-Werte die Stahldehnungen darstellen. Da jedoch die DMS mit einer Schutzabdeckung versehen sind, kann der Einfluss lokaler Phänomene, wie z. B. einzelner Risse, wesentlich weniger sichtbar sein als bei den DFOS-Werten, bei denen die Dehnungswerte lokal deutlich besser erfasst werden.

Die am 16.05.2022 beobachtete, sprunghafte Dehnungsänderung in den DMS-Messungen wurde auch durch die DFOS-Messung bestätigt. Eine lokale Dehnungszunahme von

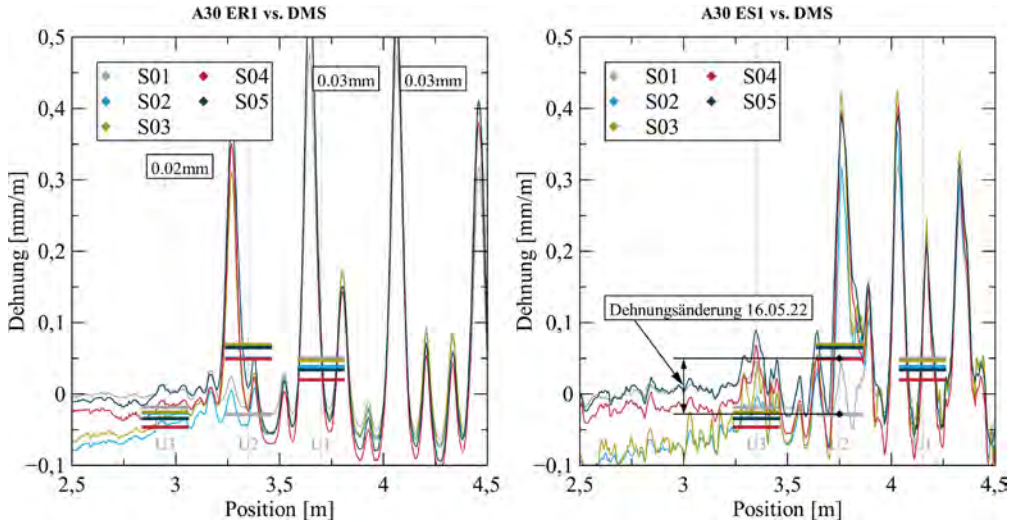


Bild 8: Dehnungsverteilung über die Sensorlänge im Bereich der Achse 30 für den EpsilonRebar ER1, EpsilonSensor ES1 und die DMS U1 bis U3 zum Zeitpunkt der Messkampagnen S01 bis S05

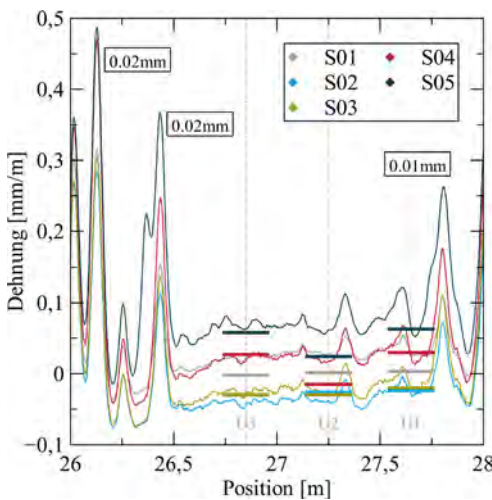


Bild 9: Dehnungsverteilung über die Sensorlänge im Bereich der Achse 20 für den EpsilonRebar ER1 und die DMS U1 bis U3 zum Zeitpunkt der Messkampagnen S01 bis S05

tondehnungsdiagrammen (ER1) als Einzelpeaks sichtbar sind und im Dehnungsverlauf von ES1 als ein verschmierter Dehnungspeak dargestellt werden (siehe markierter Bereich in Bild 7).

In Achse 20 ist eine noch bessere Übereinstimmung zwischen den beiden Methoden zu erkennen (siehe Bild 9). In den Wintermonaten erfährt der Stützbereich Zugspannungen. Es stellen sich im Vergleich zum Feldbereich nur kleine Dehnungspeaks ein. Im Vergleich zu den in den Zeitreihen festgestellten sprunghaften Dehnungsänderungen entsteht durch die ortskontinuierliche Messung ein besserer Eindruck über die Signifikanz der gemessenen Veränderungen. Der Dehnungszustand bleibt nämlich weitestgehend stetig bestehen, was auf die hohe Steifigkeit des Querschnitts zurückzuführen ist. Dies lässt sich auch durch die ausbleibende signifikante Rissbildung in der Pfeiler- und der Widerlagerachse bestätigen. Dennoch kann festgestellt werden, dass die Größenordnung der Dehnungsänderungen in den Zeitreihen von 0,04 mm/m auch hier beim Vergleich von Beton- und Stahldehnungen wiedergefunden werden kann. Diese quantitative Übereinstimmung unterstreicht die Qualität beider Messungen.

0,075 mm/m wurde an der Bewehrungsdehnung (ES1) sichtbar. Im Punkt L = 3,80 m wurde eine Dehnung von -0,025 mm/m bei S01 am 05.05.2022 gemessen, welche sich bei S02 auf 0,05 mm/m, gemessen am 26.06.2022, erhöhte. Interessant ist, dass dieser Dehnmessstreifen tatsächlich zwischen zwei nebeneinander liegenden Rissen lokalisiert ist, welche in den Be-

5 Zusammenfassung

Die Beobachtungen der zeitkontinuierlichen Messung mit DMS und ortskontinuierlichen Messung mit DFOS liefern einen weitestgehend konsistenten Eindruck über die Dehnungsverteilung in der Fahrbahnplatte. Mit beiden Messprinzipien wurden eindeutige Hinweise auf Rissbildung im Beton gefunden, die voraussichtlich mit dem zeitabhängigen Verhalten des Betons (Schwinden) im Zusammenhang steht und sich an lokalen Steifigkeitssprüngen (Kopfbolzendübel) konzentriert.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass mit der faseroptischen Messung eine deutlich präzisere Bewertung der untersuchten Fragestellung möglich ist. Die orts aufgelöste Darstellung von gemessenen Größen bietet besonders wertvolle Einblicke an. Solange die DFOS-Messungen jedoch nicht zeitlich kontinuierlich sind und die Messdaten nicht automatisch aufbereitet werden, ist die Kombination beider Methoden und die Unterstützung durch DMS-Messungen ein optimaler Weg, um eine zuverlässige sowie umfassende Lösung für die Zustandsüberwachung von Bauwerken bereitzustellen.

Literatur

- [1] Wenner, M.; Käding, M.; Marx, S.: Messtechnische Überwachung bei Brückenbaumaßnahmen. Bautechnik 95 (2018), S. 44–52 – DOI: 10.1002/bate.201700101
- [2] Grabe, M.; Ullerich, C.; Wenner, M.; Herbrand, M.: smartBridge Hamburg – prototypische Pilotierung eines digitalen Zwillings. Bautechnik 97 (2020), S. 118–125 – DOI: 10.1002/bate.20190010
- [3] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F.: Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13.03.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 41–56.
- [4] Nerve-Sensors (Hrsg.): Epsilon Sensor Technical Datasheet. 2022, <https://nerve-sensors.com/product/epsilonsensor/> (online access, 20.04.2023).
- [5] Nerve-Sensors (Hrsg.): Epsilon Rebar Technical Datasheet. 2022, <https://nerve-sensors.com/product/epsilonrebar/> (online access, 20.04.2023).
- [6] Sieńko, R.; Zych, M.; Bednarski, Ł.; Howiacki, T.: Strain and crack analysis within concrete members using distributed fibre optic sensors. Structural Health Monitoring 18 (2018) 5–6, S. 1510–1526 – DOI: 10.1177/1475921718804466
- [7] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures. Civil Engineering Design 1 (2019) 3–4, S. 97–105 – DOI: 10.1002/cend.201900008
- [8] Bado, M. F.; Casas, J. R.: A Review of Recent Distributed Optical Fiber Sensors Applications for Civil Engineering Structural Health Monitoring. Sensors (Basel, Switzerland) 21 (2021) 5 – DOI: 10.3390/s21051818
- [9] Vorwagner, A.; Kwapisz, M.; Lienhart, W.; Winkler, M.; Monsberger, C.; Prammer, D.: Verteilte Rissbreitenmessung im Betonbau mittels faseroptischer Sensorik – Neue Anwendung von verteilten faseroptischen Messsystemen. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021), S. 727–740 – DOI: 10.1002/best.202100060
- [10] Novák, B.; Stein, F.; Reinhard, J.; Dudonu, A.: Einsatz kontinuierlicher faseroptischer Sensoren zum Monitoring von Bestandsbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 10, S. 718–726 – DOI: 10.1002/best.202100070
- [11] Berrocal, C. G.; Fernandez, I.; Rempling, R.: Crack monitoring in reinforced concrete beams by distributed optical fiber sensors. Struct Infrastruct Eng. 17 (2021) 1, S. 124–139 – DOI: 10.1080/15732479.2020.1731558
- [12] Zdanowicz, K.; Gebauer, D.; Koschemann, M.; Speck, K.; Steinbock, O.; Beckmann, B.; Marx, S.: Distributed fibre optic sensors for measuring strains of concrete, steel and textile reinforcement: possible fields of application. Structural Concrete 23 (2022) 6 – DOI: 10.1002/suco.202100689
- [13] Herbers, M.; Richter, B.; Gebauer, D.; Claßen, M.; Marx, S.: Crack Monitoring on Concrete Structures – Part 1: Comparison of Various Distributed Fibre Optic Sensors with Digital Image Correlation Method. Structural Concrete (zur Veröffentlichung angenommen)
- [14] Geokon (Hrsg.): Thermistor Probes Geokon 3800 Technical Datasheet. <https://www.geokon.com/content/datasheets/3800-Thermistor-Probe.pdf> (online access, 20.04.2023).
- [15] Doss, W.; Gebeshuber, N.; Friedrich, V.; Seidl, G.; Weizenegger, M.: VFT-Bauweise – Entwicklung von Verbundfertigteilträgern im Brückenbau; Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), S. 171–180 – DOI: 10.1002/best.200100280

Bildquellen

Bilder 1, 4, 5, 7–9: Max Käding

Bild 2: MKP GmbH

Bilder 3, 6: Tomasz Howiacki

Strategischer Einsatz von Monitoring bei Ingenieurbauwerken mit Anwendungsbeispielen

Dr. Iris Hindersmann¹, Dr.-Ing. Matthias Müller¹, M. Sc. Felix Kaplan²

¹ Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach

² Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, Hoppegarten

KURZFASSUNG

Der Wandel des Erhaltungsmanagements von Ingenieurbauwerken von einem reaktiven Vorgehen zu einem prädiktiven Lebenszyklusmanagement kann zur Erreichung einer zuverlässigen und verfügbaren Infrastruktur beitragen. Mit dem Einsatz von Monitoring besteht die Möglichkeit, zusätzliche Informationen zum Bauwerk und dessen zukünftiger Entwicklung abzuleiten. Der Einsatz von Monitoring ist komplex und kann daher über die Realisierung von Anwendungsfällen gestärkt werden. In Deutschland weit verbreitete Anwendungsfälle werden mit konkreten Beispielen dargestellt. Zusätzlich werden Anwendungsfälle mit ersten Umsetzungsbeispielen und mögliche zukünftige Anwendungen mit ihren Potenzialen skizziert. Die Möglichkeit der Zusammenführung der Anwendungsfälle in digitalen Zwillingen ist ein Zukunftsbild, welches im Rahmen des Artikels beschrieben wird.

1 Einführung

Das Erhaltungsmanagement von Ingenieurbauwerken ist aktuell durch ein reaktives Vorgehen gekennzeichnet. Maßnahmen werden erst eingeleitet, wenn Schäden erkennbar sind. Die Entwicklung und Einführung eines prädiktiven Lebenszyklusmanagements kann zur Erreichung einer zuverlässigen und verfügbaren Infrastruktur einen bedeutenden Beitrag leisten.

Die Ingenieurbauwerke stehen aktuell einer Vielzahl von Herausforderungen gegenüber: das hohe Alter der Bauwerke, ein Stau der Erhaltungsmaßnahmen, gesteigerte Verkehrsmengen und Personalknappheit bei der Planung und Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen.

Die Entwicklungen im Bereich der Digitalisierung, wie Planung mit *Building Information Modeling* (BIM), Datenauswertung mit Verfahren der künstlichen Intelligenz, Einsatz von Monitoring und digitalen Zwillingen oder der Einsatz von *Augmented and Virtual Reality* (AR/VR) für die periodische Zustandserfassung im Rahmen der Bauwerksprüfung können zur Unterstützung

der Erhaltungsziele beitragen. Der Einsatz unterschiedlicher Verfahren ermöglicht über die Zusammenführung eine ganzheitliche Bewertung digital vorliegender Informationen.

2 Monitoring

Monitoring beschreibt den Gesamtprozess zur Erfassung, Analyse und Bewertung von Bauwerksreaktionen und/oder der einwirkenden Größen mittels eines Messsystems über einen repräsentativen Zeitraum (zeitliche Entwicklung der Messgröße; kontinuierliche, periodische oder ereignisbasierte Messung, global – lokal) [1]. Eine Umfrage des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr (BMDV) bei den Straßenbauverwaltungen der Länder und der Autobahn des Bundes 2020 hat gezeigt, dass der Einsatz von Monitoring auf vorhandene Schäden und Defizite beschränkt ist. Im Rahmen der Abfrage konnten 100 Monitoringmaßnahmen identifiziert werden. Der Hauptteil der Brücken mit einer durchgeführten oder laufenden Monitoringmaßnahme wurde in den 1960er bis 1980er Jahren gebaut. Der Hauptgrund für den Monitoringereinsatz ist die Erfassung der Bauwerksre-

aktion. Hierbei kommen die in Bild 1 gezeigten Sensoren zum Einsatz. Verformungs- und Temperatursensoren sind anteilig am meisten vertreten [2].

Für den bislang relativ wenig verbreiteten Einsatz von Monitoring an Brücken der Bundesfernstraßen gibt es verschiedene Ursachen. Folgende Aspekte sind von Bedeutung:

- fehlende Fachkenntnisse in Bezug auf den Einsatz von Monitoring,
- nicht bekannter Nutzen von Monitoring,
- hohe Komplexität bei der Erstellung eines objektbezogenen Monitoringkonzepts.

Abhilfe können Regelwerke und Standardisierung wie das DBV-Merkblatt „Monitoring: Planung, Vergabe und Betrieb“ [1], das DGZfP-Merkblatt B 09 „Dauerüberwachung von Bauwerken“ [3] und die kommende Erfahrungssammlung „Monitoring bei Bestandsbrücken“ [4] schaffen. Weiterbildungen, Einbeziehung von Ingenieurbüros und Fachplanern sowie die Darlegung der Wirtschaftlichkeit und des Nutzens von Monitoringmaßnahmen können zum vermehrten Einsatz beitragen [5].

3 Anwendungsfälle

3.1 Übersicht

Um Monitoring vermehrt zum Einsatz zu bringen, ist die Implementierung von Anwendungsfällen eine Strategie. Anwendungsfälle können aus Projektzielen abgeleitet werden und stellen Prozesse zur Zielerreichung dar [6]. Der Vorteil der Anwendungsfälle ist, dass der Einsatz von neuen Technologien in abgegrenzten und definierten Bereichen erprobt und Hemmnisse abgebaut werden können. Die im Bundesfernstraßenbereich vorhandenen Anwendungsfälle für Monitoring sind in Bild 2 gezeigt.

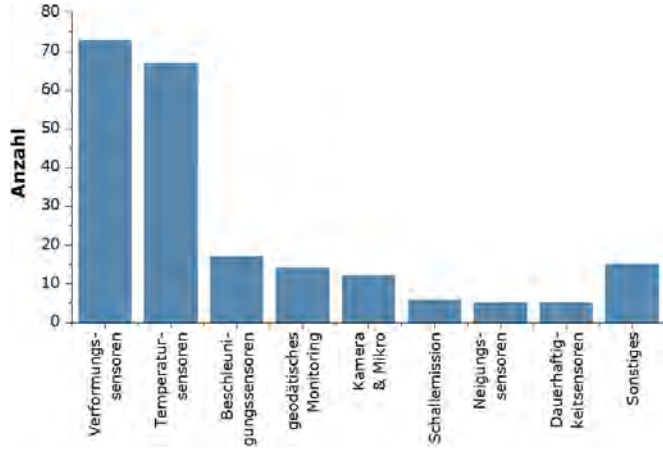


Bild 1: Art der eingesetzten Sensoren bei Monitoring an Straßenbrücken in Deutschland [2]

Die aktuellen Anwendungsfälle lassen sich in häufige Anwendungsfälle und Anwendungsfälle mit ersten Einsatzbeispielen, welche zur weiteren Implementierung Unterstützung beispielsweise aus der Forschung benötigen, unterteilen. Die rechte Seite von Bild 2 zeigt mögliche zukünftige Anwendungsfälle.

3.2 Anwendungsfälle mit häufigen Anwendungen

Die in Deutschland am häufigsten zu findenden Anwendungsfälle sind Monitoring bei bekannten lokal verorteten Schäden, bei bekannten Defiziten aus Nachrechnung oder Konstruktion und zur Ermittlung von Einwirkungen. Diese Anwendungsfälle werden genutzt, um konkrete Fragestellungen in Bezug auf die Ingenieurbauwerke, deren Zustand und dessen Entwicklung zu geben. Ausgehend von bekannten Schäden oder Defiziten wird ein auf das Bauwerk und die konkrete Fragestellung bezogenes Monitoringkonzept entwickelt.

3.2.1 Monitoring bei bekannten lokal verorteten Schäden

Im Bereich der Bundesfernstraßen ist der Einsatz von Monitoring bei Bestandsbauwerken am häufigsten bei bekannten und lokal verorteten Schäden zu finden. Grundlage für den Einsatz

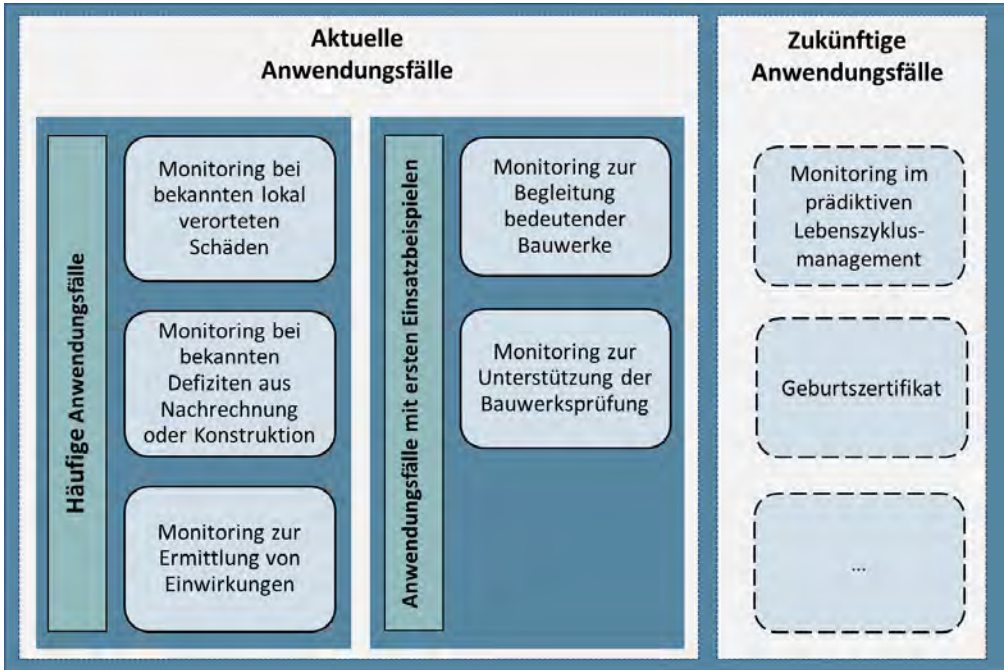


Bild 2: Anwendungsfälle von Monitoring im Bereich der Bundesfernstraßen

sind vorhandene Schäden am Bauwerk, welche aus der Bauwerksprüfung, der objektbezogenen Schadensanalyse (OSA) oder dem Einsatz zerstörungsfreier Prüfungen (ZfP) bekannt sind [7], [8]. In diesem Fall wird ein lokales Monitoringsystem eingesetzt, welches eine gute Möglichkeit zur Überwachung des Schädigungsfortschritts bietet. Dieses Vorgehen dient der Verlängerung der Restnutzungsdauer und Erhöhung der Sicherheit. Das lokale Monitoring verfolgt einen Bottom-up-Ansatz. Von der Überwachung des lokalen Sachverhalts kann eine Abschätzung der weiteren lokalen Entwicklung erfolgen.

Bei der Brücke über die Anlagen der DB im Zuge der B 1 in Brandenburg an der Havel kommt dieser Anwendungsfall zum Einsatz (Bild 3). Das Bauwerk wurde 1971 als einfeldriger Überbau mit einer Stützweite von 47 m errichtet. Die beiden Fahrtrichtungen werden von separaten, parallel liegenden Überbauten überführt. Deren Querschnitt ist nahezu identisch und besteht aus zwei Stahlhohlkästen mit orthotroper Fahrbahn.



Bild 3: Brücke über die Gleise der DB im Zuge der B 1 in Brandenburg an der Havel

An dem Bauwerk wurden durch die Bauwerksprüfung zahlreiche Schäden aufgenommen, u. a. Querschnittsminderungen infolge Korrosion, Ermüdungsrisse in der Fahrbahn und eine außerplanmäßige Stellung der Rollenlager. Durch eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA) konnte gezeigt werden, dass die Lagerstellungen auf eine Schiefstellung der Widerlager infolge von Setzungen zurückzuführen sind [7]. Geodätische Vermessungen der Widerlager zeigten, dass dieser Prozess noch nicht abgeklungen ist und somit weitere Verkipnungen zu

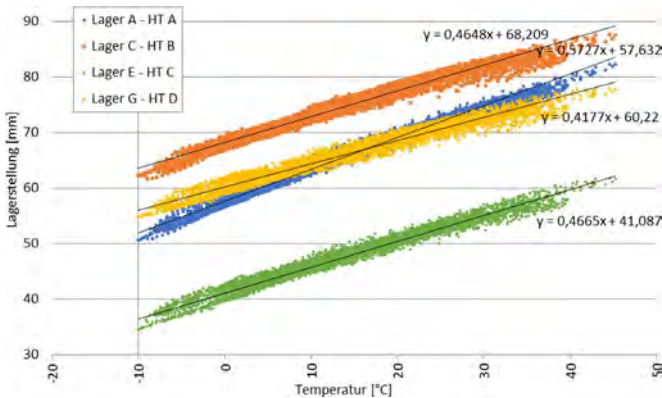


Bild 4: Installiertes Monitoringsystem an den Lagern (oben) sowie exemplarische Auswertung der Messdaten für ein Jahr (unten)

erwarten sind. Da gleichzeitig die Verformungskapazität der Rollenlager bereits sehr hoch ausgelastet ist, ist hier ein permanentes Monitoring der Lagerbewegung erforderlich.

Diese Überwachungsaufgabe wird realisiert, indem an jedem Rollenlager induktive Wegaufnehmer montiert wurden (Bild 4) [9]. Dadurch kann überwacht werden, dass der restliche zur Verfügung stehende Lagerweg nicht überschritten wird. Zur Identifizierung von langfristigen Trends werden zusätzlich die Messdaten aus der Temperaturmessanlage des Überbaus herangezogen. Über die Jahre zeigt sich eine nahezu lineare Abhängigkeit der Lagerbewegung von der Temperatur. Veränderungen in der Beschreibung der Regression können als Indikator für eine Systemänderung herangezogen werden.

3.2.2 Monitoring bei bekannten Defiziten aus Nachrechnung oder Konstruktion

Dieser Anwendungsfall ist von Bedeutung, wenn bei Bauwerken Defizite im Rahmen der Nachrechnung oder Defizite an ähnlichen Konstruktionen festgestellt werden. Häufig liegen noch keine sichtbaren Schäden vor und die Art eines potenziellen Schadens und der Schadensort sind nicht bekannt. Es kann zwischen globalem und lokalem Monitoring unterschieden werden.

Das globale Monitoring ermöglicht die Überwachung des defizitären Bauwerks. Es ist darauf ausgerichtet, globale Parameter eines Bauwerks, die auf eine Schädigung schließen lassen, zu erfassen und zu bewerten. Diese Parameter können aus der Systemreaktion z. B. über die Messung von Beschleunigung oder Verformung bestimmt werden. Die Messungen dienen dazu, Ver-

änderungen zu erfassen, welche sich im Lauf der Zeit am Bauwerk entwickeln. Unter Voraussetzung eines duktilen Bauwerksverhalten mit Versagensvorankündigung ist die Grundlage für das globale Monitoring der Systemreaktionen, dass sich Einwirkungen und Schäden signifikant auf die Systemsteifigkeit auswirken und damit einen direkten Einfluss auf das Tragverhalten des Bauwerks haben. Die verschiedenen Methoden der globalen Bauwerksüberwachung basieren also auf der Annahme, dass Schädigungen am Bauwerk anhand von Änderungen des globalen Tragverhaltens erkannt werden können. Über die Messungen der Parameter und die spätere Auswertung können Rückschlüsse auf die Art des Schadens und den Schadensort gezogen werden [10], [11].

Alternativ kann das globale Monitoring auf die Detektion der Schädigungsursache ausgelegt werden. Hierfür kann beispielsweise eine Schallemissionsmessanlage zur Messung von Spanndrahtbrüchen in Spannbetonbauwerken [12] oder einer Ermüdungsrissbildung in orthotropen Fahrbahnplatten [13] eingesetzt werden. Durch ein hinreichend großes Monitoringsystem sind dabei sämtliche Bereiche, in denen das Defizit ermittelt wurde, zu erfassen. Das Monitoringsystem erfasst und lokalisiert jeden Schaden, der ab Überwachungsbeginn eintritt.

Der Einsatz eines lokalen Monitorings kann beispielsweise bei dem Nachrechnungsdefizit Ermüdung Koppelfuge oder dem Nachrechnungsdefizit Querkraft bei der lokalen Überwachung der Schubbereiche zur Detektion entstehender Schubrisse eingesetzt werden.

Die Maßnahme Schleusenbrücke über die Havel im Zuge der B 96 in Fürstenberg/Havel stellt ein Anwendungsbeispiel dar (Bild 5). Das Bauwerk wurde 1968 als einfeldrige Spannbetonplatte mit einer Stützweite von 16,3 m errichtet. Da-

bei kam Hennigsdorfer Spannstahl zum Einsatz, der mittlerweile als spannungsrissskorrosionsgefährdet eingestuft ist [14]. Im Rahmen der objektbezogenen Untersuchungen zum Nachweis des Ankündigungsverhaltens wurden Spanndrahtproben entnommen. Bereits bei der Probenentnahme wurden gebrochene Spanndrähte ermittelt. Die Laboruntersuchungen bestätigen, dass die Spanndrähte weder die erforderliche Bruchdehnung noch die erforderliche Zugfestigkeit erreichen. Die Bruchbilder zeigen ausgeprägte Anrisse infolge Spannungsrissskorrosion.

Aufgrund der Verkehrsbedeutung des Bauwerks ist eine Sperrung für den Verkehr nur im äußersten Fall zulässig. Aus diesem Grund wurde ein Monitoring mittels Schallemission vor Ort angebracht. Die Messanlage besteht insgesamt aus zwölf Schallemissionssensoren, die jeweils außerhalb der Fahrrinne der Havel angeordnet sind. Seit Inbetriebnahme wurden bis Ende 2022 insgesamt zehn Spanndrahtbrüche am Bauwerk erfasst (Bild 6). Die Bauwerksprüfung konnte somit ereignisbasiert veranlasst werden.



Bild 5: Brücke über die Havel im Zuge der B96 in Fürstenberg/Havel



Bild 6: Installation des Monitoringsystems und Lokalisierung von Spanndrahtbrüchen (Detail rechts unten)

3.2.3 Monitoring zur Ermittlung von Einwirkungen

Einwirkungen auf das Bauwerk können direkte Einwirkungen aus äußeren Lasten (Eigenlast, Verkehr, Wind, Schnee) und indirekte Einwirkungen infolge behinderter Verformungen (Zwang) durch klimatische Einwirkungen (Temperatur) oder von Setzungen sein. Die klimatischen Einwirkungen wie Feuchte und Temperatur können über Wetterstationen ermittelt werden. Der Einfluss der Temperatur auf das Bauwerk wird durch Temperatursensoren im und am Bauwerk gemessen. Die Bestimmung der Temperatur spielt bei der Kompensation des Temperatureinflusses auf die Messung eine große Rolle. In bestimmten Anwendungsfällen (z. B. bei der Überwachung von Koppelfugen) stellt die Temperatur eine für die Bewertung maßgebende Einwirkungsgröße dar.

Der Verkehr und die Zusammensetzung des Verkehrs sind ebenfalls von großer Bedeutung für die Erfassung der maßgebenden Einwirkung auf Brückenbauwerke. Mit dem Einsatz von *Bridge-weigh-in-motion*-Systemen (B-WIM-Systeme) kann beispielsweise die Bestimmung der realen aktuellen Verkehrslasten erfolgen [15].

Im Landesbetrieb Straßenwesen wurde eine Untersuchung zur realistischen Erfassung von objektbezogenen Ziellastniveaus durchgeführt.

Dabei wurden an einzelnen Bauwerken Monitoringanlagen installiert, um die jeweiligen Randbedingungen exakt erfassen zu können [16]. Ein Beispiel ist die Brücke über die Spree im Zuge der L 35 in Fürstenwalde/Spree. Die Spreequerung besteht aus einer Strombrücke und einer Brücke über einen Nebenarm (Archenarm) (Bild 7). Die Strombrücke ist ein vorgespannter Stabbogen mit einer Stützweite von 67,0 m. Bei der Brücke über den Archenarm wurde eine Verbundkonstruktion

mit Stahlträgerrost und Fahrbahnplatte ausgeführt. Sie weist Einzelstützweiten von 25,5 m, 28,0 m und 29,0 m auf.

Die Ermittlung des Ziellastniveaus war relevant, weil eine vergleichsweise hohe Verkehrsbelastung und Stausituationen aufgrund von Knotenpunkten vor und hinter dem Bauwerk vorliegen. Zur Erfassung der Einwirkung wurden Dehnmessstreifen und Temperatursensoren zur Kompensation der Messwerte eingesetzt (Bild 8). Die Verifizierung der Messergebnisse erfolgte über Kameraaufzeichnungen des laufenden Verkehrs. Insgesamt dauerte die Messung ca. zwei Jahre. Im Ergebnis konnte nachgewiesen werden, dass für das Bauwerk das Ziellastniveau BK 30/30 gerechtfertigt werden kann. Die anschließende Nachrechnung lieferte Defizite bei den Ermüdungsnachweisen. Anhand der vorhandenen Messdaten konnte ein objektbezogenes Ermüdungslastmodell abgeleitet werden.

3.3 Anwendungsfälle mit ersten Einsatzbeispielen

„Monitoring zur Unterstützung der Bauwerksprüfung“ und „Monitoring zur Begleitung bedeutender Bauwerke“ sind weitere zukunfts-trächtige Anwendungsfälle, bei denen erste Umsetzungen in der Praxis vorhanden sind, aber weiterhin Forschung und eine Unterstützung der Implementierung notwendig sind.



Bild 7: Brücke über die Spree im Zuge der L 35 in Fürstenwalde/Spree



Bild 8: Messzentrale, eingerichtet auf der Widerlagerbank (links), Lage der Dehnmessstreifen im Messquerschnitt (rechts)

3.3.1 Monitoring zur Unterstützung der Bauwerksprüfung

Im Rahmen der Bauwerksprüfung nach [8] kann Monitoring zur Unterstützung eingesetzt werden. Damit sollen ergänzende Informationen zur Optimierung der Beurteilung generiert werden, welche durch eine konventionelle Prüfung nicht ermittelt werden können. Monitoring kann an verschiedenen Stellen im Prozess der Bauwerksprüfung genutzt werden. Eine Möglichkeit sind instrumentierte Bauteile zur Beurteilung des Verhaltens. Die Instrumentierung

z. B. von Fahrbahnübergängen und die messtechnische Erfassung von Performanceparametern hat den Vorteil, dass eine Ertüchtigung in Abhängigkeit von der tatsächlichen Beanspruchung möglich ist. Dieses Vorgehen ist möglich, da Veränderungen an den Bauteilen erkannt und Aussagen zu Schäden und ggf. eine der Prognose zukünftiger Entwicklungen ermöglicht werden [17].

Eine Alternative ist der Einsatz des bildbasierten Monitorings. Hier werden Bauwerksbilder automatisiert erfasst und im Anschluss die

georeferenzierte 3D-Geometrie des Bauwerks ermittelt. Hiermit können Stellen am Bauwerk identifiziert werden, die im Rahmen der Bauwerksprüfung genauer untersucht werden sollen. Das Bildmaterial kann auch für eine KI-gestützte Auswertung der Bilder und damit automatisierte Erkennung von Rissen, Abplatzungen oder Veränderungen genutzt werden [18], [19]. Das Herausfiltern von Schadensinformationen und -orten, wie beispielsweise Rissen, aus den erfassten Bilddatensätzen bildet eine direkte Parallele zu den Systemidentifikationsmethoden klassischer sensorbasierter Monitoringansätze [20]. Anders als beim Einsatz von sensorbasiertem ermöglicht das bildbasierte Verfahren eine größere Standardisierung, Objektivierung und automatische Ortsreferenzierung. Hiermit werden Teile der bisherigen handnahen Prüfung durch digitale Tools weiterentwickelt.

3.3.2 Monitoring zur Begleitung bedeutender Bauwerke

Monitoring zur Unterstützung bedeutender Bauwerke bezieht sich auf Bauwerke, deren Ausfall große Auswirkungen auf das Verkehrsnetz hat. Hier sind beispielsweise große Talbrücken zu nennen. Für diese Bauwerke kann der Einsatz von Monitoring eine sinnvolle Ergänzung zur Sicherstellung der Verfügbarkeit sein, auch wenn aktuell kein Schaden oder Defizit bekannt ist. Zur Realisierung dieses Anwendungsfalls ist eine Identifikation der Bauwerke notwendig. Die Bedeutsamkeit kann sich aus verkehrlichen oder konstruktiven Gründen ergeben. Verkehrliche Gründe sind z. B. die Bedeutung der Bauwerke für die Netzverfügbarkeit oder hohe Verkehrszahlen. Konstruktive Gründe ergeben sich z. B. aus der Größe und Lage der Bauwerke unter Berücksichtigung ggf. eingeschränkter Möglichkeiten zur Schaffung von kurzfristigem Ersatz. Für diesen Anwendungsfall ist das globale Monitoring relevant. Im Unterschied zum Anwendungsfall „Monitoring bei bekannten Defiziten“ müssen bei diesem keine Defizite bekannt sein. Dieser Anwendungsfall kann bei Neubauten und bestehenden Bauwerken zum Tragen kommen.

Das Monitoring bedeutender Bauwerke hat im Ausland eine größere Verbreitung, wie beispielsweise die Überwachung der 2007 gebauten Brücke Ponte da Lezíria in Portugal zeigt [20]. Die Brücke wurde mit einem umfangreichen Monitoringsystem zur Ermittlung statischer und dynamischer Parameter ausgestattet. Hiermit wird u. a. die Bauwerksprüfung unterstützt. Gleichzeitig steht für den Bauwerkseigentümer eine Einschätzung des Zustands permanent zur Verfügung [21]. Auch an der Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn wird durch die eingebaute Sensorik und die Aggregation der gemessenen Daten zu Zustandsinformationen für den Bauwerkseigentümer dauerhaft die Möglichkeit geschaffen, den aktuellen Zustand der Brücke abrufen und damit schnelle und effektive Entscheidungen bei Veränderungen der Zustandsinformationen vornehmen zu können [22]. Der Nutzen für den Einsatz eines präventiven Monitorings bei Brücken ohne Schäden konnte in [23] dargelegt werden.

3.4 Zukünftige Anwendungsfälle

Die zukünftigen Anwendungsfälle zeigen Potenziale für weitere Einsatzgebiete des Monitorings auf (Bild 2, rechts). Der Anwendungsfall „Monitoring im prädiktiven Lebenszyklusmanagement“ wird im Rahmen der Umsetzung digitaler Zwillinge, welche im BIM-Masterplan angekündigt werden, eine große Bedeutung bekommen [24]. Erste Schritte und Ideen zur Umsetzung dieses Anwendungsfalls wurden in [20] skizziert. Das Potential von Monitoring ergibt sich aus der Möglichkeit, Bauwerke über lange Zeiträume zu überwachen und Veränderungen zu erkennen. Potentiale liegen in der Ermittlung des Tragwerkszustandes und der Quantifizierung der Tragwerkszuverlässigkeit, der Charakterisierung des Bauwerksverhaltens mit dem Ziel der Anomaliedetektion und in der Absicherung der Restnutzungsdauer [20]. Aus den Monitoringdaten können Informationen beispielsweise zu Schädigungsmechanismen abgeleitet werden. Diese Informationen wiederum können als Grundlage für die Ermittlung von Performancekennwerten in Kombination mit anderen Daten verwendet werden. Dieses

Vorgehen dient dazu, Unsicherheiten in der Zustandsbeurteilung zu reduzieren und geeignete Instandhaltungsmaßnahmen zu identifizieren [20].

Das Anwendungsbeispiel „Geburtszertifikat“ hat das Ziel, einen Referenzzustand des Bauwerks vor der Verkehrsfreigabe zu ermitteln. Damit wird eine Grundlage für die Interpretation der Auswirkungen von späteren Veränderungen erhalten und es ist möglich, Aussagen über das zu erwartende Verhalten der Tragwerks- und Ausstattungskomponenten zu treffen. Dieser Referenzzustand kann mit Folgemessungen abgeglichen werden und somit eine Entscheidungsgrundlage für den Einsatzzeitpunkt erforderlicher Maßnahmen, wie beispielsweise ein dauerhaftes Monitoring, darstellen. Die Durchführung einer Nullmessung inkl. einer Belastungsprobe ist in der Schweiz, Italien und Frankreich vorgeschrieben [25]–[27]. In Deutschland existiert keine Vorschrift für die Durchführung einer Nullmessung und die Erstellung eines Geburtszertifikats einer Brücke.

In [18] wird die Durchführung einer Nullmessung an der Hochmoselbrücke beschrieben. Hier wurden neben der Durchführung einer Schwingungs- und Dehnungsmessung zur Feststellung des Verhaltens der Brücke auch ein bildgebendes Verfahren u. a. zur Ermittlung der 3D-Geometrie eingesetzt.

4 Zusammenführung der Anwendungsfälle im digitalen Zwilling

Das Zusammenwirken der einzelnen Anwendungsfälle ist über die Implementierung von digitalen Zwillingen vorstellbar. Ein digitaler Zwilling kann als digitales Abbild der realen Straßeninfrastruktur

verstanden werden, das in Wechselwirkung mit der realen Struktur steht, sämtliche Eigenschaften über den gesamten Lebenszyklus hinweg erfasst und aus den Daten Informationen zur Entscheidungsunterstützung erzeugt [28], [29]. Bild 9 zeigt schematischen einen digitalen Zwilling einer Brücke.

Das Monitoring und die daraus gewonnenen Informationen und Erkenntnisse sind wichtige Grundlagen für die Entwicklung und Nutzung von digitalen Zwillingen. Die Monitoringdaten geben Aufschluss zum aktuellen Zustand des Bauwerks und dienen als Eingangsdaten für die Ermittlung des zukünftigen Verhaltens. Damit ist der Monitoring Einsatz grundlegend für die im digitalen Zwilling ablaufenden Prozesse Überwachung, Analyse, Vorhersage und Steuerung.

Für die Implementation digitaler Zwillinge im Bundesfernstraßennetz kann eine Strategie zur schrittweisen Einführung sinnvoll sein. Erste Schritte können die Erstellung von dreidimensionalen Betriebsmodellen, Geburtszertifikata-

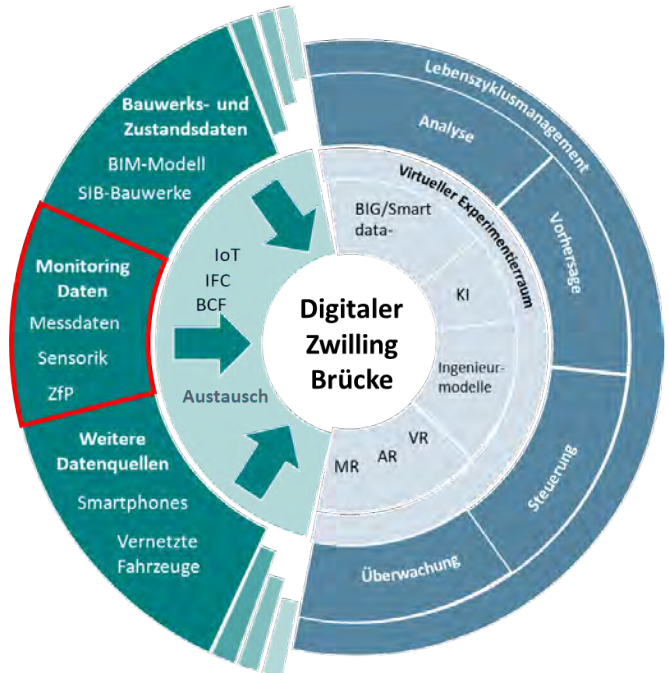


Bild 9: Digitaler Zwilling Brücke (verändert nach [28])

ten, digitalisierten Bauwerksprüfungen und die Zusammenführung und Bewertung von Daten beispielsweise aus Monitoringanwendungen sein.

5 Fazit

Der Monitoring Einsatz an Ingenieurbauwerken der Bundesfernstraßen ist aktuell noch nicht sehr stark verbreitet, gewinnt aber an Bedeutung. Über die Anwendungsfälle besteht die Möglichkeit, das Potenzial von Monitoring aufzuzeigen und Hemmnisse für den Einsatz von Monitoring abzubauen. Aktuell ist Monitoring bei der Unterstützung der Sicherstellung der Verfügbarkeit der Ingenieurbauwerke und insbesondere der Absicherung der Restlebensdauer von großer Bedeutung. Im Rahmen dieser Anwendungsfälle werden bereits heute eine Vielzahl von Erfahrungen gesammelt, die langfristig für die Einführung von digitalen Zwillingen von Vorteil sein können.

Der Nutzen, der sich aus der Anwendung von Monitoringmaßnahmen ergibt, ist monetär quantifizierbar, für den digitalen Zwilling ist der Nutzen aktuell noch nicht quantifizierbar, aber beschreibbar.

Literatur

- [1] DBV (Hrsg.): Merkblatt: Monitoring: Planung, Vergabe und Betrieb. 2018.
- [2] Hindersmann, I.: Anwendung von Monitoring bei Brücken der Bundesfernstraßen und zukünftige Monitoringstrategien. In: Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband zum Fachkongress Digitale Transformation im Lebenszyklus der Verkehrsinfrastruktur am 29./30.06.2021 in Esslingen, Tübingen: expert Verlag, 2021.
- [3] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (DGZfP, Hrsg.): Merkblatt B 09 – Dauerüberwachung von Ingenieurbauwerken. 2022.
- [4] Novák, B.; Stein, F.; Dudon, A.; Farouk, A.; Thomas, L.; Reinhard, J.; Boros, V.; Koster, G.: Erfahrungssammlung Monitoring von Brückenbauwerken. Schlussbericht zum BMDV Projekt STB24/7192.70/40-3418027, 2022.
- [5] Schubert, M.; Faber, M.; Betz, W.; Straub, D.; Niemeier, E.; Ziegler, D.; Walther, Ch.; Majka, M.: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Monitoringmaßnahmen – Entwicklung eines Konzepts für die Analyse von Nutzen und Kosten. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken und Ingenieurbau B 156, Bremen: Fachverlag NW im Carl Schünemann Verlag, 2020.
- [6] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMVI, Hrsg.): Handreichungen und Leitfäden – Teil 6 – Steckbriefe der wichtigsten BIM-Anwendungsfälle. Arbeitsgemeinschaft BIM4INFRA2020, 2019.
- [7] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten RI-ERH-ING – Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA).
- [8] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
- [9] Jansen, A.; Geißler, K.: Ausreißerererkennung zur Strukturüberwachung von Bestandsbrücken durch Bauwerksmonitoring mit vier Signalmerkmalen. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband zum TAE Brückenkolloquium am 08./09.09.2020 in Esslingen, Tübingen: expert Verlag, 2020.
- [10] Retze, U.: Beispielhafte Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke. Diss., Universität der Bundeswehr München, 2007.
- [11] Schnellenbach-Held, M.; Karczewski, B.; Kühn, O.: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken und Ingenieurbau B 105, Bremen: Fachverlag NW im Carl Schünemann Verlag, 2014.
- [12] Kaplan, F.; Steinbock, O.; Saloga, K.; Ebell, G.; Schmidt, S.: Überwachung der Brücke am Altstädter Bahnhof. Bautechnik 99 (2022) 3, S. 222-230 – DOI: 10.1002/bate.202200008
- [13] Salg, D.; Schmidt, S.: Structural Health Monitoring am Beispiel von zwei Autobahnbrücken. In: DGZfP (Hrsg.): Digitaler Tagungsband zur Bauwerksdiagnose am 13./14.02.2020 in Berlin, 2020.
- [14] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). 2011.
- [15] Freundt, U.: Roadtraffic Management System (RTMS). Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken und Ingenieurbau B 100, Bremen: Fachverlag NW im Carl Schünemann Verlag, 2014.
- [16] Degenhardt, K.; Steffens, N.; Kraus, J.; Geißler, K.: Mehrstufiges Verfahren zur Festlegung des erforderlichen Ziellastniveaus für die Nachrechnung von Straßenbrücken. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband zum TAE Brückenkolloquium am 08./09.09.2020 in Esslingen, Tübingen: expert Verlag, 2020.
- [17] Haardt, P.; Dabringhaus, S.; Friebel, W.; Bayerstorfer, R.; Bäumler, T.; Freundt, U.: Die intelligente Brücke im digitalen Testfeld Autobahn. Bautechnik 94 (2017) 7, S. 438-444 – DOI: 10.1002/bate.201700035

- [18] Kühne, J.; Gündel, M.; Ebert, C.; Colomer, C.: Die Digitalisierung der Zustandsüberwachung von Windenergieanlagen und Brücken im Vergleich. *Stahlbau* 90 (2021) 2, S. 128–137 – DOI: 10.1002/stab.202000093
- [19] Morgenthal, G.; Rodehorst, V.; Hallermann, N.; Debus, P.; Benz, Ch.: Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076 – Unterstützung durch (halb-)automatisierte Bildauswertung durch UAV (Unmanned Aerial Vehicles – Unbemannte Fluggeräte). *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Brücken- und Ingenieurbau B171*, Bremen: Fachverlag NW im Carl Schünemann Verlag, 2021.
- [20] Morgenthal, G.; Hallermann, N.; Rau, S.; Schellenberg, K.; Martín-Sanz, H.; Schubert, M.; Kübler, O.: Potenziale von Monitoringdaten in einem Lebenszyklusmanagement für Brücken. *Schlussbericht zum BAST FE-Projekt 69.0006*, 2023.
- [21] Sousa, H.; Félix, C.; Bento, J.; Figueiras, J.: Design and implementation of a monitoring system applied to a long-span prestressed concrete bridge. *Structural Concrete* 12 (2011) 2, S. 82–93 – DOI: 10.1002/suco.201000014
- [22] Windmann, S.: *Intelligente Brücke – Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn*. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau, B 178*, Bremen: Fachverlag NW im Carl Schünemann Verlag, 2022.
- [23] Sousa, H.; Courage, W.: Value of information of a pro-active SHM-based tool supported by advanced FE models and Bayesian statistics towards efficiency in bridge management. *Structure and Infrastructure Engineering* 18 (2022) 4, S. 554–572 – DOI: 10.1080/15732479.2021.1978507
- [24] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMVI, Hrsg.): *Masterplan BIM Bundesfernstraßen*. 2021.
- [25] Bundesamt für Straßen (ASTRA, Hrsg.): *Richtlinie: Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen*. 2005.
- [26] Bundesamt für Straßen (ASTRA, Hrsg.): *Richtlinie: Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen*. 2005.
- [27] Transprt Research Board (TRB): *Primer on Bridge Load Testing*. Online unter: https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKewiahKKvorr-AhWri_0HHZnXBlsQFnoECBUQAQ&url=https%3A%2F%2Fonlinepubs.trb.org%2Fonlinepubs%2Fcirculars%2Fec257.pdf&usg=AOvVaw10WNfXOkmBNVQQu0TEB-1R. 2019.
- [28] Bednorz, J.; Nieborowski, S.; Windmann, S.; Hindersmann, I.: *BIM – auf dem Weg zum Digitalen Zwilling. Straße + Autobahn* (2021) 11, S. 917–924.
- [29] Nieborowski, S.; Windmann, S.; Bednorz, J.; Hindersmann, I.; Zinke, T.: *Digitaler Zwilling Brücke im Betrieb – Mögliche Anwendungsfälle*. *Bautechnik* 100 (2023) 2, S. 86–93 – DOI: 10.1002/bate.202200089

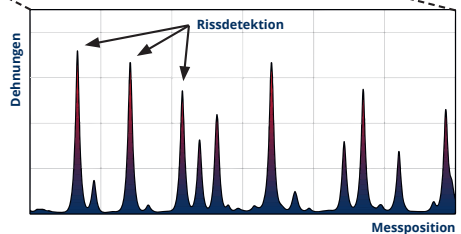
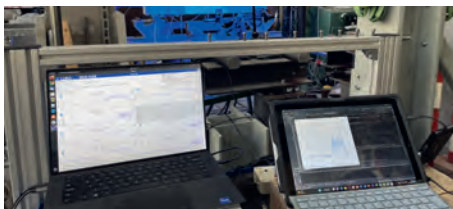
Bildquellen

- Bilder 1, 2: Iris Hindersmann
Bilder 3, 6 (links): Felix Kaplan
Bild 4: Ronald Stein
Bild 5: Till Brauer
Bild 6 (rechts): Timo Stüben
Bilder 7, 8: Kay Degenhardt
Bild 9: Jennifer Bednorz

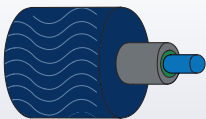


Bauwerksmonitoring mit faseroptischen Sensoren

hochauflösend – hochfrequent – zuverlässig



Entwicklung wissenschaftlicher Methoden



Sensorauswahl und
Applikationstechniken



Automatisierte Daten-
aus- und -bewertung



Echtzeit-
monitoring



Ihr Ansprechpartner am IMB:

Max Herbers, M. Sc.
Telefon: +49 351 463-39620
E-Mail: max.herbers@tu-dresden.de

Neues Potential im Structural Health Monitoring: Verteilte faseroptische Sensoren für Bestandsbauwerke

Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák¹, Franziska Stein, M.Sc.¹, Dipl.-Ing. Jochen Reinhard²,
Ing. Andrian Dudonu¹, Tanja Zeller, M.Sc.³

¹ Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Universität Stuttgart

² Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Kleinostheim

³ Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Stuttgart

KURZFASSUNG

Aufgrund der Altersstruktur der Brücken in Deutschland und des überproportional steigenden Schwerlastverkehrs werden umfangreiche Erhaltungsmaßnahmen zur Aufrechterhaltung des Infrastrukturnetzes erforderlich. Zur Dynamisierung der Erhaltungsstrategie werden vermehrt kontinuierliche Bauwerksmessungen zur Überwachung und Beurteilung des Bauwerkszustands eingesetzt. Weiterentwicklungen in der Leistungsfähigkeit hochauflösender faseroptischer Sensoren bieten neue messtechnische Möglichkeiten für die großflächige (permanente) Bauwerksüberwachung. Der Beitrag beleuchtet die Potentiale hochauflösender faseroptischer Sensoren zur Zustandsüberwachung von Bestandsbrücken. In einem Pilotprojekt an einer spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannbetonbrücke wurden bzw. werden derzeit faseroptische Sensoren für eine permanente Überwachung installiert und sukzessive in Betrieb genommen. Die Einsatzmöglichkeiten als Dauermonitoringsystem werden anhand der bisherigen Erfahrungen und Ergebnisse demonstriert.

1 Motivation

Die Altersstruktur der Brücken in Deutschland in Verbindung mit dem überproportionalen Zuwachs des Schwerlastverkehrs erfordert umfangreiche Erhaltungsmaßnahmen zur Aufrechterhaltung der Leistungsfähigkeit der Verkehrsinfrastruktur. Die Dringlichkeit der Erhaltungsfähigkeit an einem Bauwerk wird anhand der Zustandsnote und des Traglastindex bewertet [1]. Erhaltungsmaßnahmen zur Zustandsverbesserung von Bestandsbrücken wie Erneuerung, Verstärkung und Instandsetzung erfordern zum Teil langjährige Planungsvorläufe sowie finanzielle und personelle Kapazitäten. Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, heute Bundesministerium für Digitales und Verkehr, schlägt in [1] eine Dynamisierung der Erhaltungsstrategie mit reaktiven und präventiven Erhaltungsansätzen vor, mit der ein möglichst geringer Eingriff in den Verkehr erzielt werden soll. Der reaktive Ansatz basiert auf dem Einsatz eines kontinuierlichen Monitorings zur permanenten Zustandserfassung mit definierten Schwellenwerten und eignet sich für Bauwerke mit geringem Verkehrsaufkommen. Der späteste Zeitpunkt zum Eingreifen wird bei Überschreiten der messtechnischen Schwellenwerte erreicht. Bei hoch beanspruchten Strecken ist eine präventive Erhaltungsstrategie zu verfolgen. Hierbei werden zeitlich fixierte Erhaltungsmaßnahmen auf dem Kenntnisstand des Ist-Zustands des Bauwerks angestrebt. Die prognostizierten Annahmen des Zustands sind durch unterjährliche oder kontinuierliche Überwachungen zu überprüfen [1].

sätzen vor, mit der ein möglichst geringer Eingriff in den Verkehr erzielt werden soll. Der reaktive Ansatz basiert auf dem Einsatz eines kontinuierlichen Monitorings zur permanenten Zustandserfassung mit definierten Schwellenwerten und eignet sich für Bauwerke mit geringem Verkehrsaufkommen. Der späteste Zeitpunkt zum Eingreifen wird bei Überschreiten der messtechnischen Schwellenwerte erreicht. Bei hoch beanspruchten Strecken ist eine präventive Erhaltungsstrategie zu verfolgen. Hierbei werden zeitlich fixierte Erhaltungsmaßnahmen auf dem Kenntnisstand des Ist-Zustands des Bauwerks angestrebt. Die prognostizierten Annahmen des Zustands sind durch unterjährliche oder kontinuierliche Überwachungen zu überprüfen [1].

Beide Erhaltungsansätze basieren in einem gewissen Umfang auf einer (kontinuierlichen)

messbasierten Überwachung des Tragwerkszustands. Nach jetzigem Stand der Technik werden überwiegend lokale Sensoren für das permanente *Structural Health Monitoring* (SHM) von Bestandsbrücken verwendet. Lokale Messungen erfordern eine sichere Prognose der zu erwartenden Tragwerksreaktion bei Zustandsveränderungen und Wissen über die maßgebenden Messstellen zur messtechnischen Erfassung.

Die Leistungsfähigkeit und Platzierung der lokalen Messung entscheidet über die Möglichkeit einer frühzeitigen und eindeutigen Detektion von Veränderungen und darüber, in welchem Umfang und Zeitrahmen Maßnahmen zur Aufrechterhaltung der möglichst uneingeschränkten betrieblichen Nutzung getroffen werden können. Neue messtechnische Entwicklungen in der Leistungsfähigkeit verteilter faseroptischer Sensoren zeigen das Potential, die Messtechnik als kontinuierliches Überwachungssystem zur großflächigen Erfassung von globalen und lokalen Zustandsveränderungen einzusetzen. Die Messtechnik kann z. B. als unterstützendes Mittel der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [2] zur permanenten Detektion, Lokalisierung und Quantifizierung von Rissentwicklungen für den präventiven Ansatz herangezogen werden.

2 Stand der Wissenschaft: Monitoring mit verteilten faseroptischen Sensoren

Faseroptische Sensoren setzen sich aus einem Laser, einer optischen Ausleseeinheit und einer *Singlemode*-Glasfaser zusammen. Für die Detektion lokaler Schädigungen an Bestandsbauwerken, z. B. Rissentwicklungen an Massivbauten, eignen sich örtlich hochauflösende Messsysteme auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung. Nach dem aktuellen Stand der Technik können Dehnungsverteilungen in einer räumlichen Auflösung von wenigen Millimetern über eine Sensorlänge von derzeit bis zu 100 m kontinuierlich gemessen werden [3].

Die Möglichkeit der Rissdetektion und Rissquantifizierung mit faseroptischen Sensoren wurde

in mehreren Laboruntersuchungen bestätigt (z. B. [4]–[6]). Die Einsatz- und Installationsmöglichkeit außerhalb des Laborumfelds und die Qualität und Robustheit der Messung hängen im Wesentlichen von der gewählten Faserummantelung, dem verwendeten Klebemittel und der Installationsweise ab. In Vorversuchen wurden an der Universität Stuttgart in Kooperation mit der Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Kleinostheim unterschiedliche Applikationsmöglichkeiten für faseroptische Sensoren an der Oberfläche bestehender Massivbauten untersucht [7]. Bild 1 zeigt die Kalibrierungsergebnisse für die in einer Nut an der Betonoberfläche applizierten Messfasern. Es wurde die Applikation einer mehrschichtig ummantelten Messfaser mit steifem Klebemittel (Bild 1c, V1-M) und die Applikation einer dünn-schichtig ummantelten Messfaser mit dauerelastischem Klebemittel (Bild 1c, SMF-28-V) untersucht. Beide Applikationsvarianten weisen eine charakteristische Dehnungskurve bei Rissbildung und Rissentwicklung auf (Bild 1a). Die Faserdehnung verhält sich linear zur wachsenden Rissweite (Bild 1b). In Feldversuchen an einer Spannbe-tongroßbrücke und in einem Kurzzeitmonitoring an einer Bogenbrücke konnte die Einsatzmöglichkeit der Messtechnik zur Detektion, Lokalisierung und Quantifizierung von Rissentwicklungen für die Bauwerksanwendung im Außeneinsatz bestätigt werden [7], [8].

Im Bereich der Zustandsüberwachung und Bewertung von Brückenbauwerken werden hochauflösende faseroptische Sensoren derzeit überwiegend für (periodische) Kontrollmessungen als unterstützendes Mittel der visuellen Bauwerksprüfung [9], [10] und als Kurzzeitmonitoring im Zuge von Belastungstests [8], [9], [11] zur Bauwerksbeurteilung eingesetzt. Die wesentlichen Messziele der Kurzzeitmessungen sind die Lokalisierung von Bestandsrissen im Bereich der Messfaser und die Messung der Dehnungen resultierend aus Bauwerksverformungen z. B. infolge definierter Lastüberfahrten. Kontinuierliche faseroptische Messungen ermöglichen neben der permanenten Überwachung von Zustandsveränderungen – insbesondere der Entstehung neuer Risse – auch eine Quantifizierung

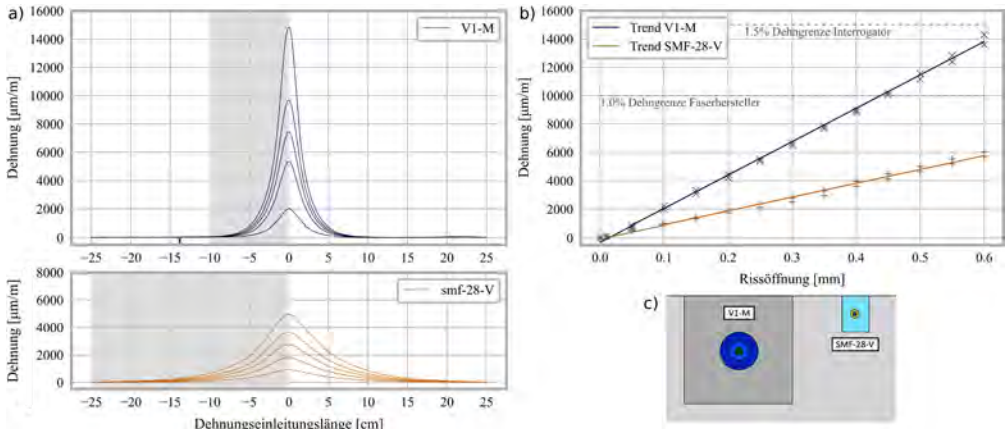


Bild 1: a) Exemplarische Dehnungskurve und Dehnungseinleitungslänge bei zunehmender Dehnung, b) Gegenüberstellung des Trends der Dehnungsmessungen und der gemessenen Rissspitzenöffnung der Wegaufnehmer, c) Applikationsvarianten in einer Nut [7]

der Rissentwicklungen über die Zeit. Aufgrund der hohen Anzahl der Messstellen je Sensor werden an das faseroptische Langzeit- bzw. Dauermonitoring erhöhte Anforderungen an das Datenmanagement und die Auswertung gestellt. Außerdem sind erhöhte Ansprüche an die Dauerhaftigkeit der Messfaserinstallation sowie den Schutz der Gesamtanlage vor Umwelteinflüssen und Vandalismus zu beachten.

Im Zuge der Erhaltungsplanung einer Spannbetonbrücke wurden bzw. werden seit dem Jahr 2022 faseroptische Sensoren als Dauermonitoringsystem installiert. Im Folgenden werden die Erfahrungen und erste Ergebnisse des Pilotprojekts beschrieben.

3 Referenzobjekt des Pilotprojekts: Vorlandbrücke Hochheim

3.1 Bauwerks- und Zustandsbeschreibung

Die Mainbrücke Hochheim wurde im Jahr 1966 gebaut und überführt die A 671 mit 24 Feldern über den Main mit angrenzendem Überflutungsgebiet, eine Landstraße, Schienenwege und mehrere Fuß- und Wirtschaftswege. Das Bauwerk besteht aus vier Teilbauwerken: (A) einer stählernen Strombrücke, (B) einem 12-feldrigen Spannbetonbau, (C) einem Spann-

betoneinfeldträger sowie (D) einem 10-feldrigen Spannbetonbau. Die Teilbauwerke B bis D bilden hierbei die Vorlandbrücke. Die Vorlandbrücke wurde als 4-stegiger vorgespannter Plattenbalken mit einer Gesamtbreite inkl. Kappen von 25,0 m mit zwei Fahrrichtungen auf einem Überbau ausgeführt. Als Spannstahl wurde der nach heutigem Sachstand hinsichtlich Spannungsrissskorrosion (SpRK) gefährdete Neptunstahl verwendet [12], [13]. Die Teilbauwerke B und D wurden in den Jahren 2005 und 2006 zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens und zur Reduktion der Spannungsschwingbreite in den Koppelfugen mit einer externen Vorspannung verstärkt. Die für den Ankündigungsfall ursprünglich geplante Vorspannkraft der externen Vorspannung konnte aufgrund eines überschätzten Kräfteinleitungsvermögens der Horizontalkräfte in den Schubfugen der nachträglich angebrachten (End-)Verankerungsblöcke nicht vollumfänglich aufgebracht werden. Das Bauwerk soll ab dem Jahr 2026 durch einen Ersatzneubau ersetzt und bis dahin über die rechnerische Restnutzungsdauer hinaus unter Betrieb gehalten werden [14].

Vor dem Hintergrund des Ersatzneubaus und der überschrittenen Restnutzungsdauer wurde in den Jahren 2019 und 2020 eine Notunterstützung aus Stahlstützen an den Teilbauwerken B

und D errichtet. Im Bauzustand wird der Überbau planmäßig auf die Notunterstützung aufgelegt. Für den Fall einer Schadensankündigung vor Beginn des Bauzustands können die Lagerpunkte der Notunterstützung zum Abstützen des Überbaus aktiviert werden. Aufgrund der schlechten Bodenbedingungen im Überflutungsgebiet des Mains werden im Lagerfall Setzungsdifferenzen erwartet, die zur Vermeidung unkontrollierten Zwangs im Überbau mit Pressen auszugleichen sind.

Abgesehen vom statischen System (Einfeldträger) ist das Teilbauwerk C baulich vergleichbar mit den Teilbauwerken B und D und überführt die Strecke der DB AG. Für das Teilbauwerk C wurde bisher vor dem Hintergrund der erschwerten Zugänglichkeit auf Grund der überführten elektrifizierten Schienenwege keine Verstärkungsmaßnahme oder Notunterstützung für den Fall einer nicht auszuschließenden Verschlechterung der Bauwerksstruktur umgesetzt. Die visuelle Bauwerksprüfung ist in den Trassenbereichen nur unter hohem Aufwand mit langen organisatorischen Vorlaufzeiten in Sperrpausen möglich.

3.2 Ergebnisse der Nachrechnung

Im Zuge der Erhaltungsplanung wurde die Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH mit der Nachrechnung des Teilbauwerks C beauftragt [15]. Die Nachrechnung erfolgte gemäß der Nachrechnungsrichtlinie [16] und der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion [17] unter Ansatz der Verkehrslasten der Brückensklasse 60/30 nach DIN 1072 [18]. Die Nachrechnung führte zu dem Ergebnis, dass insbesondere die ermittelte Querkrafttragfähigkeit der Träger in Längsrichtung als kritisch eingestuft werden muss. Die Anforderungen bezüglich eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens konnten entsprechend [17] nachgewiesen werden. Unter der Voraussetzung, dass durch das bereits installierte faseroptische Monitoring am Teilbauwerk C keine entsprechende Verschlechterung des Bauwerkszustands beobachtet wird, sind aktuell keine sonstigen (sofortigen) Maßnahmen erforderlich [15].

3.3 Notwendigkeit Monitoring

Für die Erhaltungsplanung des Bauwerks liegt auf regionaler Ebene eine erhöhte Dringlichkeit im vorliegenden Verkehrskorridor vor. Im selben Korridor ereignete sich im Jahr 2021 an einem Bestandsbauwerk ein Havariefall [19], der das regionale Infrastrukturnetz einschränkt und die umgebenden Ausweichkorridore belastet. Vor dem Hintergrund der SpRK-Problematik der gesamten Vorlandbrücke, der Setzungsempfindlichkeit der Notunterstützung und der Verankerungsproblematik der externen Vorspannung wurde eine kontinuierliche Überwachung des Bauwerkszustands für den weiteren Betrieb und die Einhaltung der rechnerischen Restnutzungsdauer unter Ansatz wissenschaftlicher Methoden empfohlen [14]. Im Jahr 2019 wurde ein lokales Koppelfugenmonitoring zur Überwachung ermüdungsrelevanter Rissentwicklungen an den maßgebenden Koppelfugen an den Teilbauwerken B und D in Betrieb genommen [20]. Durch das bestehende Monitoringsystem kann eine lokale Zustandsaussage getroffen werden, weshalb eine Erweiterung des Bauwerksmonitorings am Teilbauwerk B zur Überwachung globaler Veränderungen angestrebt wurde. Für das Teilbauwerk C ist aufgrund der erschwerten Zugänglichkeit im Trassenbereich nur eine eingeschränkte Einsicht der Bauwerksprüfung zur visuellen Rissdetektion möglich, weshalb ein kontinuierliches Monitoring zur Kontrolle auf Rissbildung für den Ansatz eines rechnerisch ausreichenden Ankündigungsverhaltens nach [17] anzuordnen ist.

4 Konzept des faseroptischen Dauermonitorings

Hochauflösende faseroptische Sensoren ermöglichen eine großflächige und ganzheitliche Überwachung von Bauteilbereichen. Durch die hohe Anzahl an Messstellen von bis zu ca. 38.400 Messungen pro Sensor bei einem örtlichen Messabstand von wenigen Millimetern muss die Stelle der Zustandsveränderung, z. B. angekündigt durch Rissbildung, vor der Sensorinstallation nicht bekannt sein. Zustandsveränderungen im Messbereich der Sensorfaser

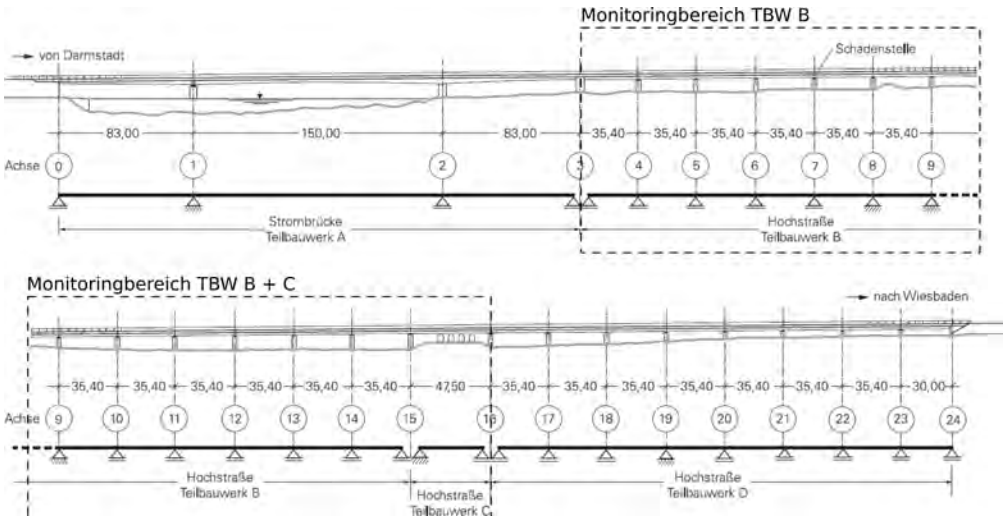


Bild 2: Ansicht der Mainbrücke Hochheim [20] und faseroptischer Monitoringbereich

können dadurch zu einem deutlich früheren Zeitpunkt mit einer höheren örtlichen Genauigkeit festgestellt und lokalisiert werden, als dies mit konventionellen lokalen Messmethoden möglich ist. Dies bietet die Möglichkeit, frühzeitig auf Veränderungen reagieren und entsprechend Maßnahmen ergreifen zu können. Die Leistungsfähigkeit des Bauwerks lässt sich hierdurch präventiv kontrollieren. Im Zusammenspiel mit einem belastbaren Alarmierungsplan und Maßnahmenkatalog lässt sich damit das Risiko möglicher verkehrlicher Einschränkungen erheblich reduzieren.

Das Messkonzept an den Teilbauwerken verfolgt den Ansatz, dass sich Änderungen des Bauwerkszustands infolge SpRK durch Rissbildung, Rissentwicklungen und ggf. Verformungszunahmen ankündigen. Mit der örtlich hochauflösenden faseroptischen Messung können zustandsbedingte Rissentwicklungen im Messbereich des Sensorkabels kontinuierlich lokalisiert und quantifiziert werden. Insgesamt wurden bzw. werden zwölf Sensoren mit jeweils ca. 100 m Sensorlänge in den Feldbereichen des Teilbauwerks B und vier Sensoren mit bis zu ca. 90 m Messlänge in den Feld- und Querkraftbereichen der Träger des Teilbauwerks C installiert (siehe Bild 2). Die Sensorfaser wird zum Schutz

vor äußeren Einflüssen und zur Herstellung guter Verbundbedingungen in einer Nut verlegt und mit Injektionsmörtel verklebt (Bilder 3a und b). In den Feldbereichen wird die Faser zur Detektion von Biegerissen im Abstand von ca. 3 cm zur Trägerunterkante an den Trägerseiten geführt. Am Teilbauwerk C werden die Sensoren aufgrund der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit im kritischen Bereich zur Detektion möglicher Risse in um 45° geneigten, parallel verlaufenden Schleifen mit einem Abstand von 1,5 m verlegt (Bild 3c) und anschließend geradlinig in den Feldbereich überführt. Für je acht Sensoren stehen an zwei Stellen am Bauwerk zwei klimatisierte Messzentralen mit faseroptischer Ausleseeinheit, Server und Mobilfunkanschluss bereit. Die faseroptischen Sensoren sind mit bis zu 200 m langen optischen Zuleitungskabeln an die Messzentrale angeschlossen.

Die Sensoren werden sukzessive seit dem Frühjahr 2022 in Betrieb genommen und erfassen den langfristigen Bauwerkszustand über Dehnungsmessungen mit einer Abtastrate von 0,65 Hz und einer örtlichen Messauflösung von 2,6 mm. Die Messergebnisse werden kontinuierlich in einem Intervall von < 5 min ausgewertet und zu Extrem- und Mittelwerten aggregiert. Die Intervallauswertungen sind mit einer



Bild 3: a) Oberflächennahe Verlegung der Sensorfaser in einer Nut, b) Installation der Messfaser nach der Verklebung, c) Ansicht der schleifenförmigen Sensorverlegung während der Installation

Alarmfunktion gekoppelt, die bei Überschreitung eines definierten Grenzwertes eine Benachrichtigung an die Monitoringverantwortlichen sendet. Die Kontrolle und Auswertung der Messergebnisse erfolgt täglich, sofern keine Alarmmeldung vorliegt. Das Datenmanagement- und Auswertesystem befindet sich derzeit in einer Lern- und Kalibrierphase, in der die Intervalle der Datenaggregation, Grenzwerteinstellung und automatisierte Datenauswertung über die erste Betriebsperiode von einem Jahr erprobt und eingestellt werden. Zur Temperaturkompensation der faseroptischen Dehnungsergebnisse werden lokale Bauteil- und Lufttemperaturmessungen herangezogen.

5 Bisherige Monitoringergebnisse

Die in diesem Beitrag vorgestellten Messergebnisse beschränken sich auf das im September im Jahr 2022 in Betrieb genommene faseroptische Monitoring am Teilbauwerk C über die Bahntrasse.

In Bild 4 sind exemplarisch die Tagesmittelwerte der geradlinigen Messbereiche der Sensoren im Feld des Außen- und Mittelträgers einer Fahrtrichtung dargestellt. Das Messrauschen aus Verkehrseinwirkungen und Dehnungsstörungen aus installationsbedingtem Querdruck/-zug auf das Kabel bewegen sich in einem Bereich

von durchschnittlich $\sim 150 \mu\text{m}/\text{m}$. Die thermische Dehnung führt zu einem Verschiebung des Dehnungsgrundniveaus der gemittelten Tageswerte auf ca. $-300 \mu\text{m}/\text{m}$ bezogen auf die Nullmessung. Die Dehnungen aus Rissentwicklungen setzen sich deutlich vom Messrauschen durch die Ausbildung der in [7] beschriebenen charakteristischen Dehnungskurven ab. Im bisherigen Messzeitraum über die Wintermonate konnte eine Risssschließung in einer Größenordnung von $\sim 0,02 \text{ mm}$ in den Feldbereichen des Mittelträgers und $0,015 \text{ mm}$ am Außenträger gemäß der Sensorkalibrierung in [7] erfasst werden.

Detektierte und plausibilisierte Risse werden in eine Rissdokumentation und Risskartierung aufgenommen. So kann neben der Risslokalisierung am Gesamtsensor eine Überwachung langfristiger Zustandsveränderungen in den einzelnen Rissen erfolgen und zwischen bestehenden Rissen zum Zeitpunkt der Installation und Rissneubildung während des Monitorings unterschieden werden.

Im Kontext der Bauwerksprüfung kann die Rissdokumentation mit faseroptischen Sensoren als Hilfsmittel für die Vorgehensweise bei gerissenen Querschnitten nach [17] herangezogen werden. Bei dem Bauwerksalter von über 50 Jahren ist davon auszugehen, dass die Rissbildung weitgehend abgeschlossen ist und neue

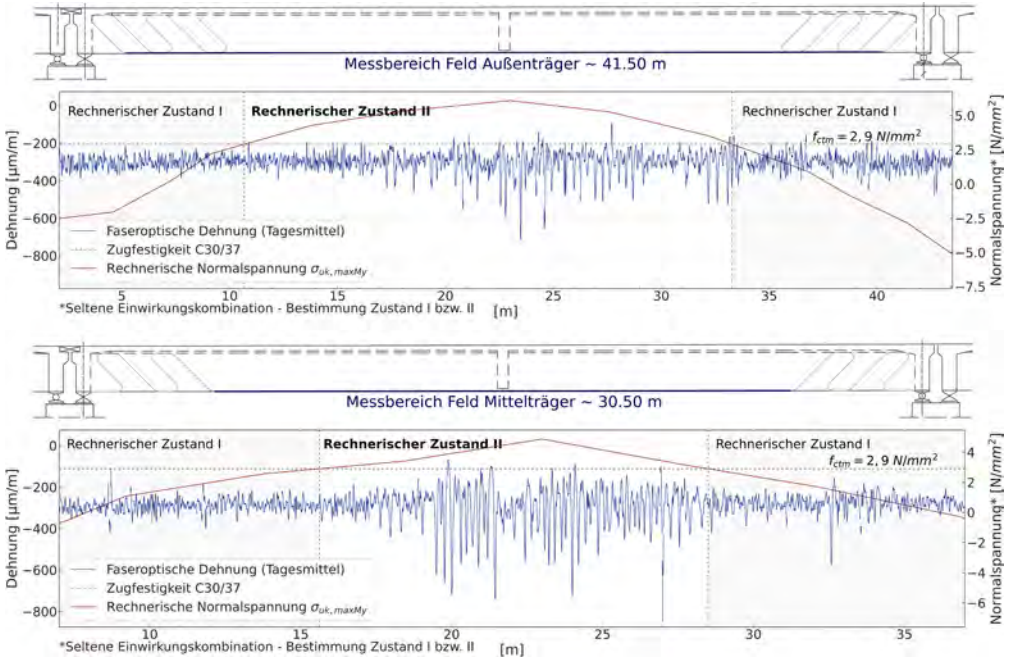


Bild 4: Faseroptische Dehnungsmessungen in den Feldbereichen des Außenträgers (oben) und des Mittelträgers (unten) im Vergleich zum rechnerischen Zustand II

Risse auf einen beginnenden bzw. fortschreitenden Schädigungsprozess hindeuten könnten. Sollten während des Monitorings neue Risse auftreten, können diese im Idealfall durch die faseroptischen Sensoren bereits bei Rissentwicklungen im Mikrometerbereich detektiert werden. Im Feldeinsatz wird nach den aktuellen Erfahrungen unter Berücksichtigung des Messrauschens (Verkehr, installationsbedingter Querdruck/-zug etc.) von einer Detektionsmöglichkeit ab einer Rissentwicklung von 0,01 mm ausgegangen. Durch die frühzeitige Detektion mithilfe des kontinuierlichen Monitorings kann ein größerer Handlungszeitraum zur Maßnahmenergreifung für die Aufrechterhaltung der verkehrlichen Nutzung geschaffen werden.

In Bild 4 werden die faseroptischen Dehnungsmessungen (Tagesmittelwerte) im Feldbereich des Außen- und Mittelträgers den rechnerischen Normalspannungen der seltenen Einwirkungskombination an der Unterkante des Trägers exemplarisch gegenübergestellt. Das

bisher dokumentierte Rissbild zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Erwartungswerten der analytischen Untersuchung. Als Rissursache werden auf Basis des aktuellen Kenntnisstandes die in der Vergangenheit aufgetretenen Belastungszustände des Bauwerks angenommen.

Wird die hochauflösende faseroptische Sensorik in einem kontinuierlichen Monitoring eingesetzt, können neben der Risslokalisierung am Gesamtsensor lokale Dehnungsauswertungen über die Zeit zur Beobachtung der einzelnen Rissentwicklungen angestellt werden. Änderungen des Tragwerkzustands können im Zeitverlauf über plötzliche, irreversible Dehnungssprünge oder langfristige Dehnungsänderungen ohne Korrelation zur Temperatur ermittelt werden. Bild 5 stellt den Dehnungsverlauf für einen exemplarischen Riss im Feldbereich am Außen- und Mittelträger im Tagesverlauf dar. An der Differenz der Extremwerte im Tagesverlauf ist zu erkennen, dass die faserop-

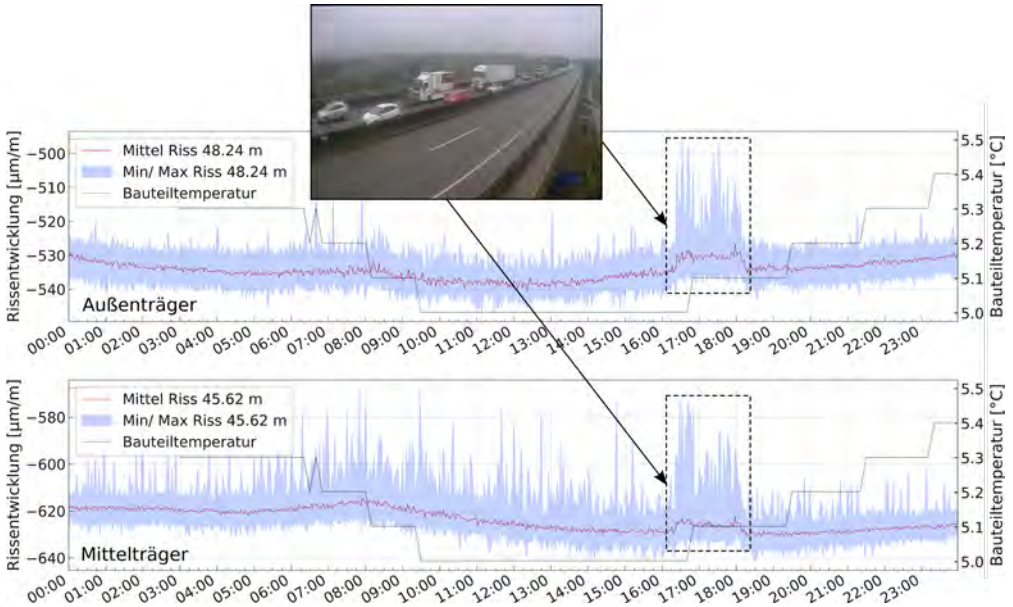


Bild 5: Exemplarische Tagesauswertung der Rissentwicklung eines Risses am Außen- und am Mittelträger und einseitigem Stau

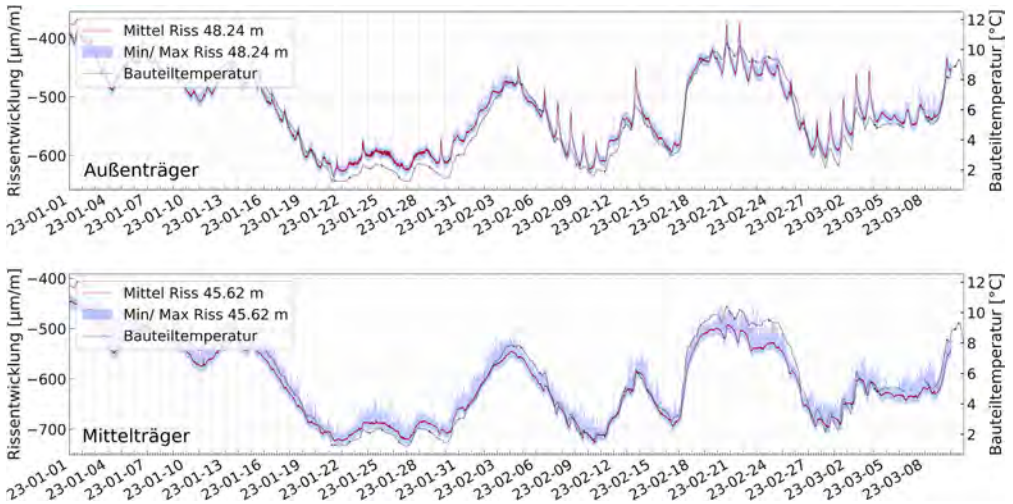


Bild 6: Exemplarische Auswertung der Rissentwicklung jeweils eines Risses am Außen- und am Mittelträger über einen Messzeitraum von mehr als zwei Monaten

tische Messung nur vereinzelt (zufällig) verkehrsinduzierte Dehnungsereignisse aufgrund der vergleichsweise geringen Messfrequenz erfasst. Stausituationen zeichnen sich allerdings deutlich aufgrund der ausreichend langsamen Überfahrten in den Messergebnissen ab.

Die exemplarische Rissentwicklung über einen Messzeitraum von mehr als zwei Monaten (Bild 6) veranschaulicht den thermischen Einfluss in den faseroptischen Dehnungsergebnissen über einen nahezu parallelen Verlauf der Dehnungsmessung zur Bauteiltemperatur.

Der Sensor am Außensteg befindet sich an der Südseite des Bauwerks und erfährt im Vergleich zum verschatteten Mittelträger teils sprunghafte Temperaturschwankungen durch direkte Sonneneinstrahlung. Daraus resultieren reversible Dehnungssprünge im Tagesverlauf, die aufgrund der aktuellen Position der lokalen Bauteiltemperatursensoren noch nicht aufgezeichnet werden. Die Temperatur wird derzeit in Bauwerksmitte gestaffelt über die Steghöhe am Außenträger (verschattete Innenseite) erfasst und zeitnah durch weitere lokale Bauteiltemperaturmessungen auf Höhe der Sensorfaser an mehreren Außen- und Mittelstegen ergänzt. In der bisherigen Messperiode konnten keine auffälligen Rissentwicklungen beobachtet werden, die auf eine Zustandsverschlechterung der überwachten Teilbauwerke hindeuten.

6 Zusammenfassung und Ausblick

In einem Pilotprojekt werden erstmals hochauflösende faseroptische Sensoren als Dauermonitoringsystem an einer SpRK-gefährdeten Spannbetongroßbrücke angebracht. Das Messziel des Monitoringsystems ist die Überwachung der Rissentwicklung bestehender Risse und die Detektion von neuer Rissbildung als Hinweis auf eine Verschlechterung des Bauwerkszustands z. B. infolge Spannungsrissskorrosion. In den bisherigen Messungen konnten in den Feldbereichen ausgewählter Träger Rissentwicklungen erfasst werden. Die gerissenen Bereiche stehen in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen des rechnerischen Zustands II der Nachrechnung. Die Risse werden gemäß der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion in eine Risskartierung aufgenommen. Neben der Risslokalisierung am Gesamtsensor kann durch die kontinuierliche Messung eine Einzelbetrachtung der jeweiligen Rissentwicklung über die Zeit erfolgen. Dadurch können neben der kontinuierlichen Kontrolle des Riss-vor-Bruch-Kriteriums Zustandsveränderungen anhand auffälliger Rissentwicklungen (nahezu in Echtzeit) zur Bewertung des Tragwerkszustands herangezogen werden.

Das faseroptische Monitoring zeigt das Potential, für einen präventiven und reaktiven Ansatz der dynamischen Erhaltungsstrategie eingesetzt zu werden. Die annähernd flächige und örtlich hochauflösende Überwachung maßgebender Bauteilbereiche ermöglicht die Kontrolle der prognostizierten Annahmen ohne Kenntnis über die kritischen Bauwerksstellen. Im Zuge des präventiven Ansatzes können faseroptische Sensoren als unterstützendes Mittel der Bauwerksprüfung zur Detektion und Lokalisierung von Rissen in periodischen oder kontinuierlichen Messungen eingesetzt werden. Für den reaktiven Ansatz ist das faseroptische Monitoring als kontinuierliches Überwachungssystem mit vorab definierten Schwellenwerten vorzusehen. Der reaktive Ansatz erfordert neben der kontinuierlichen Überwachung eine vorab geplante und kommunizierte Reaktionsstrategie, um im Fall einer eintretenden kritischen Zustandsveränderung kurzfristig eingreifen zu können.

Bei einem hinsichtlich der Tragfähigkeit als kritisch bewerteten Brückenbauwerk kann durch den Einsatz eines faseroptischen Dauermonitorings im Idealfall die verkehrliche Nutzungsphase über den erforderlichen Zeitraum verlängert werden. Dies setzt voraus, dass keine Verschlechterung des Bauwerkszustands beobachtet werden kann. Übergeordnet steht mit dem faseroptischen Dauermonitoring ein weiterer Baustein für die Aufrechterhaltung eines leistungsstarken Infrastrukturnetzes zur Verfügung.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligten der Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, insbesondere Sven Marx und Vincenzo Barbaro, und der Universität Stuttgart für die konstruktive Zusammenarbeit und die Unterstützung während der Maßnahmenplanung und Installation des faseroptischen Dauermonitorings. Ein weiterer Dank geht an die Autobahn GmbH des Bundes für die Möglichkeit, die innovative Messtechnik in einem Pilotprojekt als Dauermonitoring einsetzen zu können, und das große Engagement, neue Monitoringpotentiale im Zuge der Erhaltungsplanung zu fördern.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Stand der Modernisierung von Brücken der Bundesfernstraßen. Bericht an den Ausschuss für Verkehr und digitale Infrastruktur des Deutschen Bundestages. Online: https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Anlage/StB/bericht-modernisierung-bruecken-0212.pdf?__blob=publicationFile.
- [2] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
- [3] Luna Innovations Incorporated: Luna ODISI 6000 Data Sheet, ODISI6 REV.5.7, 03.20.2022, <https://lunainc.com/sites/default/files/assets/files/data-sheet/Luna%20ODISI%206000%20Data%20Sheet.pdf> (geprüft am 13.03.2023).
- [4] Howiacki, T.: Analysis of cracks in concrete structures with the use of distributed optical fibre measurements. Diss., Cracow University of Technology, 2022.
- [5] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepez, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 3, S. 150–159.
- [6] Bassil, A.: Distributed Fiber Optics Sensing for Crack Monitoring of Concrete Structures. Diss., Université de Nantes, Université Bretagne Loire, Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux IFSTTAR, Loire, 2019.
- [7] Novák, B.; Stein, F.; Reinhard, J.; Dudonu, A.: Einsatz kontinuierlicher faseroptischer Sensoren zum Monitoring von Bestandsbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 10, S. 718–726.
- [8] Novák, B.; Stein, F.; Reinhard, J.; Dudonu, A.: Progress in the application of distributed fibre optic sensors for monitoring existing bridges. (Hrsg.): Proc. of 6th fib Int. Congress, 12.–16.06.2022 in Oslo (Norwegen), Oslo: Norwegian Concrete Association, 2022, S. 2229–2238.
- [9] Fischer, O.; Schramm, N.; Burger, H.; Tephö, T.: Wirklichkeitsnahe Beurteilung des Brückenbestands mit innovativer Sensorik – SpRK-Monitoring der Kreuzhofbrücken, München. In: Berger, J. (Hrsg.): Tagungsband der Innsbrucker Bautage 2022 – Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix, 24./25.05.2022 in Innsbruck, Innsbruck: Studia Universitätsverlag Innsbruck, 2022, S. 120–144.
- [10] Zdanowicz, K.; Bednarski, Ł.; Howiacki, T.; Sieńko, R.: Verteilte Dehnungsmessungen von Spannbetonbauteilen mit faseroptischen Sensoren. Beton- und Stahlbetonbau 117 (2022) 7, S. 539–547.
- [11] Sieńko, R.; Bednarski, Ł.; Howiacki, T.: Distributed fibre optic sensing for safety monitoring of concrete, steel and composite bridges. In: Casas, J. R.; Frangopol, D. M.; Turmo, J. (Hrsg.): Bridge safety, maintenance, management, life-cycle, resilience and sustainability – Proc. of the 11th Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2022), 11.–15.07.2022 in Barcelona (Spanien), Leiden: CRC Press/Balkema, 2022, S. 1612–1620.
- [12] Züblin: V 6225 Züblin A.G./I. Spannverfahren „Züblin“ Typ 56 t, „Bauaufsichtliche Zulassungsnummer V6225 Züblin A.G./I“, Geltungsdauer 15.08.1959–30.09.1961, Ministerium Baden-Wuerttemberg, Zulassungsbescheid vom 15.08.1959.
- [13] Züblin: V 6225 Züblin A.G./II. Spannverfahren „Züblin“ Typ 126 t, „Bauaufsichtliche Zulassungsnummer V6225 Züblin A.G./II“, Geltungsdauer 29.04.1963–31.03.1968, Ministerium Baden-Wuerttemberg, Zulassungsbescheid vom 29.04.1963.
- [14] Novák, B.; Reinhard, J.: Überprüfung der Berechnungen zur Restnutzungsdauer der Vorlandbrücke der Mainbrücke Hochheim. Schlussbericht, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart, 2015.
- [15] Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH: Nachrechnung Teilbauwerk C der Vorlandbrücke der Mainbrücke Hochheim. Dokumentation der statischen Berechnungen, Kleinostheim, 2022.
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011.
- [17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion. Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Ausgabe 06/2011.
- [18] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.
- [19] Rapps, C.; Kina, J.; Fehling, E.; Gündel, M.: Sprengabbruch der Salzachtalbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023), S1, S. 50–58.
- [20] Novák, B.; Reinhard, J.: Analyse der rechnerischen Restnutzungsdauer und Erarbeitung eines Monitoring-Konzeptes mit anschließender wissenschaftlicher Begleitung des Monitorings für die Vorlandbrücke der Mainbrücke Hochheim. Schlussbericht, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart, 2017.

Bildquellen

Bild 1: aus [7]

Bilder 2, 3, 6: Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart

Bild 4: Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart; Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Bild 5: Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart; LGA Bautechnik GmbH

Verbesserte Bestimmung des Chloridgehalts in Beton durch neues Messverfahren

DI(FH) Dr.nat.techn. Fritz Binder¹, Priv.Do. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stefan L. Burtscher²

¹ ASFINAG Baumanagement GmbH, Asset Management, Wien

² burtscher Consulting GmbH, Wien

KURZFASSUNG

Die ASFINAG unterhält mehr als 5.000 Brückenobjekte im Straßennetz. Die meisten von ihnen wurden in Stahlbeton- oder Spannbetonbauweise errichtet und insbesondere die Stützen sind hohen Belastungen durch Chlorid ausgesetzt. Dies führt langfristig zu einer Verringerung der Dauerhaftigkeit und Instandsetzungen sind daher erforderlich. Eine genaue Ermittlung der Depassivierung und ein Prognosemodell sind bei Chloridbelastung besonders wichtig für eine kosteneffiziente Erhaltung. Die neue Methode LA-ICP-MS (Laser Ablation Inductively Coupled Plasma Mass Spectrometry) ermöglicht exaktere Ergebnisse als die traditionelle Chloridbestimmung mittels Titration. Die Vorteile der beiden Methoden werden im Beitrag diskutiert und die Ergebnisse verglichen. Es wird gezeigt, dass die LA-ICP-MS-Methode zuverlässigere Ergebnisse liefert und durch die hohe Ortsauflösung der Chloridprofile sowie die genaue Bestimmung des Chloridgehalts noch nicht dagewesene Möglichkeiten für eine exakte Beurteilung und Prognose eröffnet.

1 Einleitung

Viele der derzeit bestehenden Infrastrukturbawerke wie Brücken unterliegen einer hohen Belastung aus der Umwelt. Während der Winterzeit wird Streusalz für das Auftauen von Schnee und Eis auf der Fahrbahn verwendet. Dabei ist besonders der Unterbau, wie Widerlager und Stützen, dem Angriff der Chloride stark ausgesetzt. Darüber hinaus sind mehr als die Hälfte der Bauwerke in den 1970er oder 1980er Jahren gebaut worden. Bei diesen stehen nun größerer Instandsetzungen an, die ungefähr alle 20 Jahre notwendig sind. Voraussetzung für eine erfolgreiche und nachhaltige Instandsetzung von Stahlbetonbauwerken ist die Kenntnis der Schadensmechanismen sowie ein sicheres Erkennen aller Schädigungseinflüsse.

Der erste Schritt ist das Bestimmen des Erhaltungszustandes anhand einer detaillierten visuellen Begutachtung der Bauteile sowie der Ergebnisse der durchgeführten quasi-zerstörungsfreien Baustoffprüfungen. Die Kenntnis über den Zustand der Bauteile, respektive des

Objektes, ist essenzieller Bestandteil einer erfolgreichen und lange wirksamen Instandsetzung. Der Erhaltungszustand (Schädigung und Schadensgrad) kann indirekt auch (ohne Monitoring) anhand von visuellen und zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden determiniert werden.

Die durch Chlorid induzierte Korrosion ist bei den betrachteten Bauteilen der dominierende Faktor der progressiv ablaufenden Degradation. Dabei ist die Bewehrung von Stahlbetonbauwerken unter normalen Umständen durch die hohe Alkalität des Betonporenwassers (pH-Werte von 12 bis 14) ausreichend vor Korrosion geschützt, da der im Beton eingebettete Stahl unter diesen Bedingungen eine Oxidschicht ausbildet und diesen damit vor Korrosion schützt. Die Passivierung des Stahls kann im Laufe der Zeit durch Umwelteinflüsse allerdings verloren gehen. Davon betroffen sind typischerweise die Stützenfüße und im Spritzwasserbereich liegende Bauteile [1]. Bei einer ausreichenden Menge von Chloriden an der Bewehrungsoberfläche entsteht ein Bereich, der nicht mehr durch eine

Oxidschicht geschützt ist. Diese Stelle bietet einen Angriffspunkt für Korrosion.

Der Schädigungsprozess bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion kann in zwei Phasen unterteilt werden, wie in Bild 1 dargestellt [2]. Während der Einleitungsphase können von der Oberfläche in die Betondeckung eindringende aggressive Substanzen wie Kohlendioxid und Chloride zum Verlust der Passivität des Stahles führen. Die Dauer dieser Phase ist abhängig von Betonzusammensetzung und -nachbehandlung, der Höhe der Betondeckung, Betonalter und Betonzustand. Daraus ergeben sich die Eindringgeschwindigkeiten der Chloride, die ab einer gewissen Konzentration zur Depassivierung des Stahles führen, und die Fortschrittsgeschwindigkeit der Karbonatisierungsfront. Eine eingetretene Depassivierung stellt eine Voraussetzung für die Korrosion des Bewehrungsstahles im Beton und das Ende der Einleitungsphase dar, siehe Bild 1. Mit zunehmender Zufuhr von Chloriden depassivieren immer größere Flächenbereiche. Die einzelnen Korrosionsstellen wachsen zusammen, sodass es zu einer flächigen Korrosion kommt. Die sich bildenden Risse im Beton sind in der Volumenzunahme der Korrosionsprodukte gegenüber dem ursprünglichen Stahlvolumen begründet.

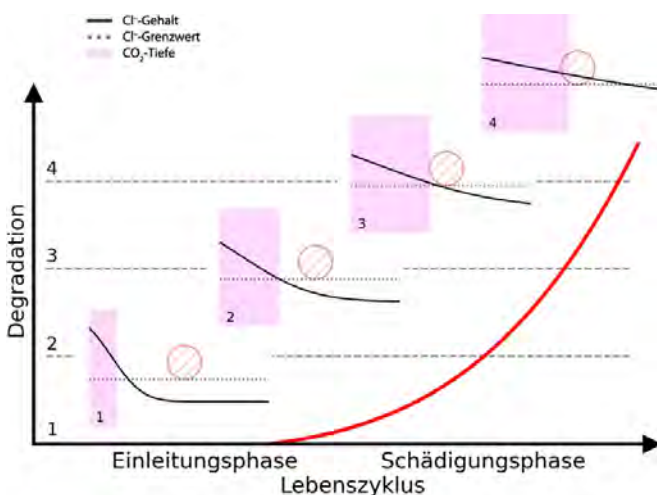


Bild 1: Zeitabhängige Entwicklung der Schädigung bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion nach [2]

2 Tücken der Standardmethode zur Chloridbestimmung

Derzeit ist die Standardmethode zur Bestimmung des Chloridgehalts die titrimetrische Volhard-Methode, die in der europäischen Norm EN 14629:2007 [4] beschrieben ist. Dabei werden Betonproben durch Bohren von Betonkernen oder Bohrlochstaub in verschiedenen Tiefenebenen entnommen. Diese Norm sieht nach geeigneter Probenahme, Probenvorbereitung und anschließendem Aufschluss der homogenisierten Probe mit salpetersaurer Lösung eine Ermittlung des Chloridgehalts durch potentiometrische Titration oder alternativ mittels Titration nach Vohlhard vor. Dieses etablierte Verfahren weist in der Praxis einige Schwächen auf und hinkt den Entwicklungen, die in jüngerer Vergangenheit in der analytischen Chemie gemacht wurden, hinterher. Die Titration ist ein exaktes Analyseverfahren. Das Problem besteht jedoch darin, dass die Proben zumeist keinen repräsentativen Chloridgehalt aufweisen, was einerseits zu hoher Streuung und andererseits zu falschen Ergebnissen führt.

Zu einer Verfälschung der Ergebnisse kommt es, da unterschiedliche Mengen Zuschlag in der Probe enthalten sein können. Zudem ist auch der Zementgehalt mit der herkömmlichen Methode nicht oder nur relativ aufwendig bestimmbar. Dies erzeugt eine nicht repräsentative Probe, die Zuschlagstoffe in einem höheren oder niedrigeren Gehalt als die Betonmasse enthalten kann. Bei der Titrationsanalyse wird der Chloridgehalt für die gesamte Probe bestimmt. Ist die Menge der Gesteinskörnung (angenommen, sie enthält kein Chlorid) in der Probe höher als im repräsentativen Beton, wird ein niedrigerer Chloridgehalt bestimmt. Die Proben sind in der Regel sehr klein, so dass diese Abweichungen nahezu immer hoch sind.

Ein zweiter Grund für eine hohe Streuung ist, dass der Zementgehalt für die titrimetrischen Analysen normalerweise nicht bekannt ist und ein konservativer Wert dafür gewählt werden muss. Außerdem kann das Ergebnis fehlerhaft sein, wenn die Gesteinskörnungen Chloride enthalten (siehe Bild 4 in Abschnitt 3). Die Zuschlagstoffe sind in der Regel sehr dicht, und das Chlorid ist in den Gesteinskörnungen nicht frei und trägt somit nicht zu einer Depassivierung bei. Im Inneren der Gesteinskörnungen können Chloridansammlungen auftreten, die während der Probenvorbereitung mit dem Bohrmehl aufgeschlossen werden, sodass dieser Chloridgehalt mit dem Chlorid im Zementstein vermischt wird. Das Chlorid aus dem Inneren der Gesteinskörnungen würde nicht zur Korrosionsanfälligkeit beitragen, wird aber mit angerechnet und führt so zu einem fehlerhaften Chlorid-zu-Zement-Gehalt. Es kann bei Zuschlägen zudem vorkommen, dass einzelne Elemente fälschlicherweise als Chlorid interpretiert werden.

Ein weiteres Problem bei der gängigen Normmethode stellt die schlechte Ortsauflösung der erstellten Konzentrationsprofile des Chlorids in Zement dar. Profile, die die Chloridverteilung im betreffenden Bauelement wiedergeben, werden durch die Probenahme (Gewinnung von Bohrmehl) oder durch die Probearbeitung (Schneiden von Probekörpern in bestimmten Abständen) festgelegt. Für beide Vorgangsweisen ist eine Limitierung der Auflösung im Zentimetermaßstab gegeben.

3 Neues Messverfahren LA-ICP-MS

Unter Laserablation (LA) versteht man allgemein den Abtrag von Material von der Oberfläche eines Festkörpers durch Einsatz von gepulster Laserstrahlung. Die Möglichkeit, dieses Phänomen für die direkte Beprobung von Festkörpern zu nutzen und somit

die aufwendige und in Bezug auf Kontamination risikoreiche Probenvorbereitung zu umgehen, wurde von analytischer Seite früh erkannt und aufgegriffen. Wurde diese Technik anfangs vor allem für optische Methoden eingesetzt, setzt sie sich gegenwärtig in immer breiterem Ausmaß in Kopplung mit Massenspektrometrie (ICP-MS) durch [3], [5]. Bild 2 zeigt schematisch die technische Realisierung einer solchen Anordnung, wie sie bei den gegenständlichen Untersuchungen verwendet wurde.

Die Grundlage für eine genaue Vorhersage der Chloridanreicherung im Beton ist eine genaue Messung der Chloride in Bezug auf Örtlichkeit und Analysegenauigkeit der wesentlichen Elemente. Für das neue Analyseverfahren wurde besonderes Augenmerk gelegt auf:

- eine Unterscheidung zwischen Zuschlag und Zementstein,
- eine hohe Tiefenauflösung (derzeit 3 mm),
- eine hohe Analysegenauigkeit,
- eine hohe Anzahl von Messpunkten je Tiefenstufe (bis zu 18 Messpunkte), um die natürliche Streuung des Betons abbilden zu können, und
- eine Quantifizierung als Chloridgehalt je Masse Zement, da dieser meist nicht bekannt, jedoch für die Beurteilung wesentlich ist.

Bei diesem neuartigen Ansatz wird eine selektive Quantifizierung von Chlorid in der Zement-

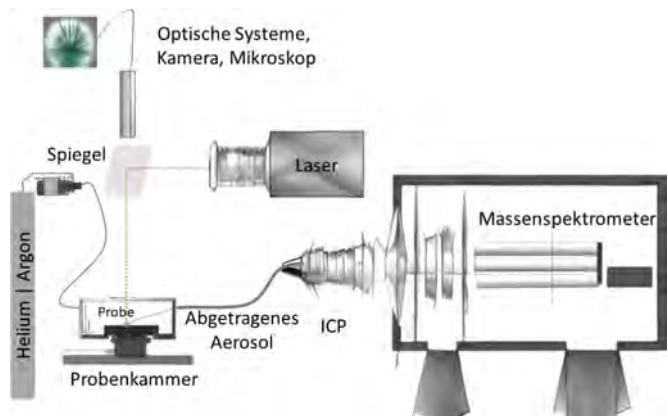


Bild 2: Schema Kopplung von Laserablation und ICP-MS

phase durchgeführt. Chloridhaltige Gesteinskörnungen werden von der Datenauswertung ausgeschlossen, so dass eine sehr zuverlässige Bestimmung des Gehalts an Chlorid in der Zementphase kombiniert mit einer hohen Tiefenauflösung erzielt werden kann. Zusätzlich wird der Chloridgehalt als ein Bruchteil des Zementgehaltes bestimmt – der wichtigste Parameter für die Depassivierung.

Die Methode wurde entwickelt, um Beton(kerne) zu analysieren, die aus Bauwerken durch Nassbohren entnommen wurden. Der Durchmesser des Kerns ist dabei 50 mm und die Länge (entspricht später der Tiefe des Chloridprofils) ca. 60 mm. Die zylindrischen Proben wurden durch Schneiden in der Längsachse halbiert. Um Chloridionen nicht zu mobilisieren und somit für die Analyse zu verlieren, wurden alle Schneide- beziehungsweise Zerkleinerungsvorgänge trocken durchgeführt. Bei der Verifizierung der Methode war jeweils eine Hälfte der Zylinder für die massenspektrometrische Quantifizierung vorgesehen, die andere Hälfte der Probe wurde für die Referenzierung der Ergebnisse mittels Normmethode verwendet.

Um den Gehalt an Chlorid in der Zementphase der Betonproben zu bestimmen, wurde das Konzept der externen Kalibrierung eingesetzt. Dazu wurden Presslinge aus zertifizierten Referenzmaterialien hergestellt.

Um den Chloridgehalt in einem bestimmten Abstand zur Oberfläche angeben zu können, wurde mit einem Laserstrahl mit 250 µm Durchmesser Probenmaterial in Form von Linien, die parallel zur Oberfläche lokalisiert waren, abgetragen. Die halbzyklindrischen Proben wurden vor Einbringung in die Probenkammer mit Druckluft von oberflächlichem Staub befreit. Die so vorbereiteten Proben wurden gemeinsam mit den Presslingen bekannten Chloridgehalts in die Probenkammer des Lasers ein-

gebracht. Um konstante Messbedingungen zu erhalten, wurde vor jeder Messung die Probenkammer für circa zwanzig Minuten mit 500 ml Helium pro Minute gespült. Nach Einstellung der optimierten Messparameter wurde Material von der Oberfläche der Presslinge und der Proben in Form von 37 mm langen Linien abgetragen und das Detektorsignal durch die korrespondierende Software aufgezeichnet. Die oberflächenparallelen Linien wurden jeweils im Abstand von circa 0,33 cm, also drei Linien pro cm, gesetzt. Dabei wurde darauf geachtet, Unebenheiten auf der Probenoberfläche durch Fokussierung der Linienendpunkte auszugleichen. Um eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen der Titration zu gewährleisten, wurden der Durchschnitt der Resultate von drei Linien innerhalb eines Zentimeterabschnittes ermittelt. Für die Präsentation der Resultate wurden Tiefenprofile der Chloridkonzentration in der Zementphase erstellt (siehe Bild 3).

Jede oberflächenparallele Linie wird für die Auswertung in 18 Bereiche geteilt, dann werden die Bereiche mit Zuschlägen ausgeschlossen und aus den gültigen Messungen der Mittelwert des Chlorid-zu-Zement-Gehalts und seine Standardabweichung ermittelt. Dieser Mittelwert ergibt einen Punkt des Chlorid-zu-Zement-Profiles (siehe die durchgezogene schwarze Linie in Bild 3). Eine detaillierte Beschreibung der LA-ICP-MS-Metho-

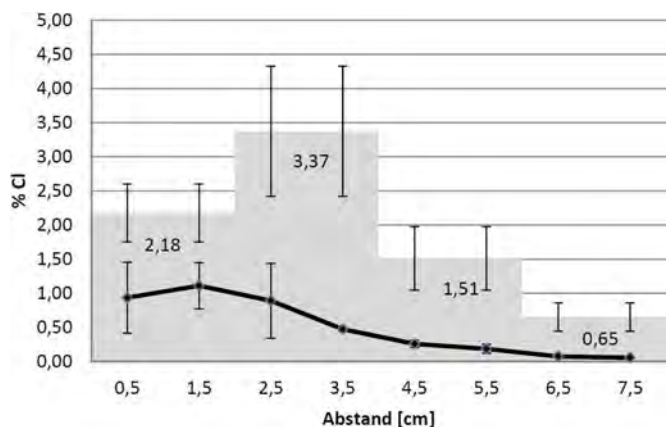


Bild 3: Vergleich von titrimetrischer Chloridbestimmung (graue Balken) und LA-ICP-MS-Analyse (schwarze Linie), aus [5]; neben den Mittelwerten aus 3×18 Messungen sind die Standardabweichungen als Fühler ebenfalls angegeben

de und ihrer Entwicklung sowie der Kalibrierung, Analyse und Verifizierung der erzielten Ergebnisse ist in [3] zu finden. Von der anderen Hälfte des gebohrten Kernes wurde eine titrimetrische Volhard-Analyse gemäß [4] durchgeführt. Man kann erkennen, dass der Unterschied zwischen der LA-ICP-MS und der Titration für die dargestellte Probe enorm hoch ist, nicht einmal der Trend ist im gesamten Verlauf gleich.

Bei der LA-ICP-MS-Analyse war festgestellt worden, dass in den Zuschlägen Chlorid vorhanden war, was wahrscheinlich zu den enorm hohen Abweichungen im Vergleich mit den Ergebnissen mit Titration geführt hat. Einen weiteren Vergleich zeigt Bild 4. Hier wurden künstliche Proben mit gleichen Chloridgehalten, jedoch unterschiedlichen Zuschlägen hergestellt und anschließend analysiert. Es zeigte sich, dass die Analyseergebnisse mit LA-ICP-MS keinen Einfluss des Zuschlages aufzeigen, wohingegen die Methode der Titration durchaus Anteile von Zuschlägen als Chlorid interpretiert hat. Kaum Abweichungen gab es hier bei Zuschlägen mit Quarz (Granit), jedoch hohe Abweichungen bei Flusskies (Details siehe [2]). Daher ist es auf der Grundlage der gezeigten Ergebnisse wenig zielführend, mit der Titration bzw. eigentlich der Bohrmehlentnahme ein Vorhersagemodell zu entwickeln.

Um Ergebnisse selektiv aus der Zementphase zu gewinnen, auch wenn es nicht möglich ist, mit

dem Laser Linien nur in der Zementphase zu setzen, wurde nach Beurteilungskriterien gesucht, ob das abgetragene Material aus Zementphase oder Zuschlag stammt. Dazu wurden Images aufgenommen und durch bündig angeordnete Linien (vollflächig) bestimmte Isotope (Kohlenstoff C, Magnesium Mg, Aluminium Al, Silizium Si, Chlorid Cl⁻, Calcium Ca, Titan Ti, Eisen Fe) ausgewertet. Entsprechende Einzelaufnahmen sollen den chemischen Unterschied zwischen Zementphase und Zuschlag dokumentieren und die Entscheidungsfindung für die Kriterien stützen, nach denen methodisch unterschieden wurde.

Die in Bild 5 abgebildeten Images (Originalgröße 1 × 2 cm) geben die Absolutwerte der Signale wieder, die bei den beschriebenen Bedingungen aufgezeichnet wurden. Der jeweils linke Bildrand ist an der zur Fahrbahn gewandten Seite des Probenzylinders im Abstand von circa 0,5 cm lokalisiert. Bereits mit bloßem Auge lassen sich Unterschiede auf der Schnittfläche erkennen. Deutlich abzugrenzen sind Zuschlag und Zementphase. Auch der Zuschlag selbst weist optische Abweichungen auf. Diese Unterschiede werden in den Einzelbildern veranschaulicht. Durch eine Farbdarstellung wird die Intensität der Signale bei Abrasterung der Probenoberfläche dargestellt. Hellere Bereiche weisen eine höhere Intensität des jeweiligen Elements auf, dunklere eine geringere. Anhand der unterschiedlichen Elementverteilungen können Bereiche der Zementphase und des Zuschlags chemisch unterschieden werden. In der Zementphase zeigen die Signale der Elemente Magnesium, Aluminium, Calcium, Titan und Eisen erwartungsgemäß eine höhere Intensität als im Zuschlag, da diese Elemente die Zementmatrix bilden. Für Silicium zeigt sich ein konträres Bild. Da sich der Großteil des Zuschlags aus Silikaten zusammensetzt, sind hier die Signalintensitäten tendenziell höher als im Zement. Chloridionen zeigen fast ausschließlich in der Zementphase Präsenz. Doch zeigt sich auch deutlich, dass in manchen Bereichen des Zuschlags eine geringe Chloridmenge vorhanden ist (s. Pfeil in Bild 5).

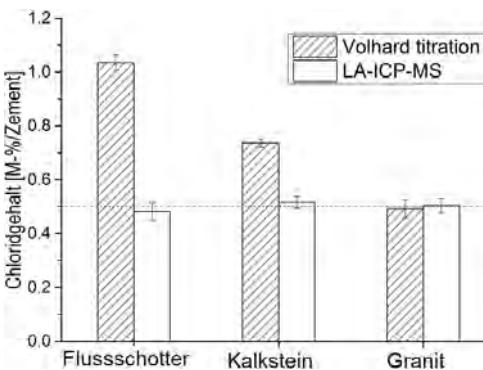


Bild 4: Vergleich verschiedener Gesteinskörnungen für Betone und ihr Einfluss auf den mittels Titrimetrie und LA-ICP-MS bestimmten Chloridgehalt [3]

Um selektiv in der Zementphase zu quantifizieren, wurden mit den Informationen, die aus den

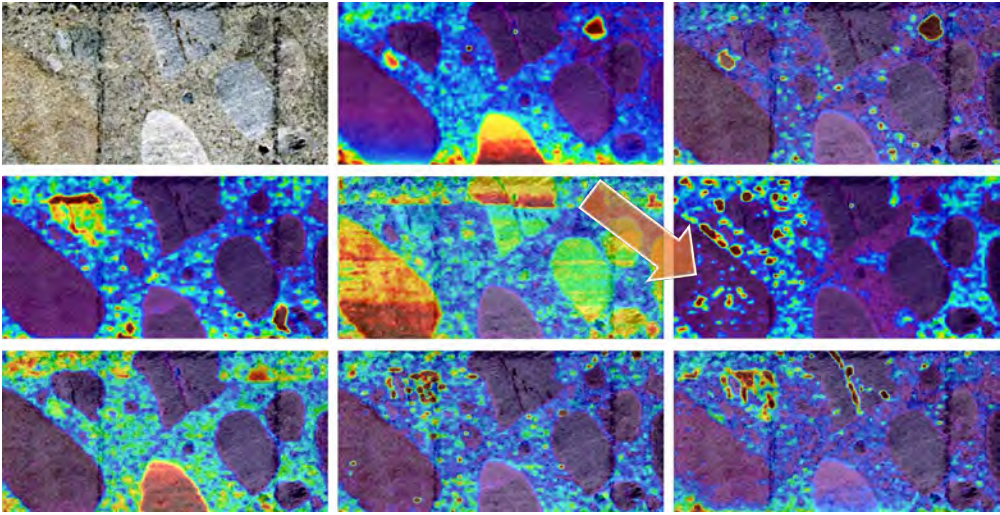


Bild 5: Optisches Bild und Verteilung der Isotope (von links nach rechts und oben nach unten) von C, Mg, Al, Si, Cl⁻, Ca, Ti und Fe in der Probe

Images gewonnen werden konnten, zwei Kriterien festgelegt, nach denen die Entscheidung, ob das Signal aus Zementphase oder Zuschlag kommt, getroffen werden kann. Als erstes Kriterium wurde ein Aluminium-Minimalwert eingeführt, der nach Akkumulieren des Signals innerhalb eines Segments überschritten werden muss, um eine Auswertung zu ermöglichen. Als zweites Kriterium wurde für das Chloridsignal ebenfalls ein minimaler Grenzwert eingeführt. Da trotz der untersuchten Proben, die alle aus einem Bauteil entnommen worden waren, nicht auszuschließen ist, dass bei anderen Proben aluminiumhaltiger Zuschlag enthalten ist, wird mit dem zweiten Kriterium die Wahrscheinlichkeit, selektiv in der Zementphase zu quantifizieren, erhöht. Wie aus den Teilbildern für Al und Cl⁻ in Bild 5 ersichtlich ist, geht die Wahrscheinlichkeit, Chlorid und Aluminium simultan im Zuschlag zu detektieren, gegen Null.

4 Experimentelle In-situ-Untersuchungen

4.1 Vergleiche mit der Normmethode

Beide Methoden wurden im Rahmen einer Untersuchungskampagne an einer Stützmauer im österreichischen Autobahnnetz der ASFiNAG an

einem ca. 40 Jahre alten Betonbauwerk (Baujahr 1983) durchgeführt. Im Jahr 2017 wurden 36 Bohrkern und 58 Bohrmehlproben aus der Struktur (M2106) entnommen. Im Jahr 2021 wurden 96 Bohrkern und 66 Bohrmehlproben aus der Struktur (M2103) entnommen. Für den genauen Vergleich wurden Bohrmehlproben für die konventionelle Analyse und Kerne für die LA-ICP-MS-Analyse unmittelbar nebeneinander entnommen. Die Entnahme der Proben erfolgte in drei Höhen über Straßenniveau und in einer Entfernung von etwa 1,25 m neben dem Pannestreifen. Diese Ebenen entsprechen der Kontaktzone (H1, 0,75 m Höhe), der Spritzwasserzone (H2, 1,75 m) und der Sprühnebelzone (H3, 2,75 m) [1]. Die Probenahme und die Analyse wurden wie zuvor beschrieben durchgeführt. Die Auflösung der LA-ICP-MS-Methode wurde mit drei Werten pro Zentimeter durchgeführt, während die Titrationsanalyse bei einer typischen Auflösung von einem Wert alle zwei Zentimeter durchgeführt wurde. Alle Profile wurden bis zu einer Tiefe von 8 cm analysiert.

Die Diagramme in Bild 6 zeigen die Ergebnisse der beiden Methoden jeweils mit ihrem unteren und oberen Interquartilbereich (IQR \pm 25 %) für jeden Horizont, oben beginnend mit der Kontaktzone H1. Links sind jeweils die Daten

der 2017er Proben (M2103) und rechts die der 2021er Proben (M2106) aufbereitet. Aufgrund der stark unterschiedlichen Tiefenauflösung der beiden Analysemethoden wurden in den Abbildungen Balken und Linien zur besseren Orientierung eingefügt.

Die Mittelwerte der titrimetrischen Analyse sind oberflächennah in allen Ebenen wesentlich höher als die LA-ICP-MS-Ergebnisse. Bei-

den Methoden zeigen, dass die Mittelwerte mit dem Abstand von der Oberfläche abnehmen. Außerdem nimmt auch die Streuung bei beiden Methoden mit dem Abstand von der Oberfläche ab. Die höchsten Konzentrationen treten in der Kontaktzone H1 und die niedrigsten in der Sprühnebelzone H3 auf.

In Strukturen dieser Baujahre ist die Bewehrung im Allgemeinen in einer Tiefe von etwa

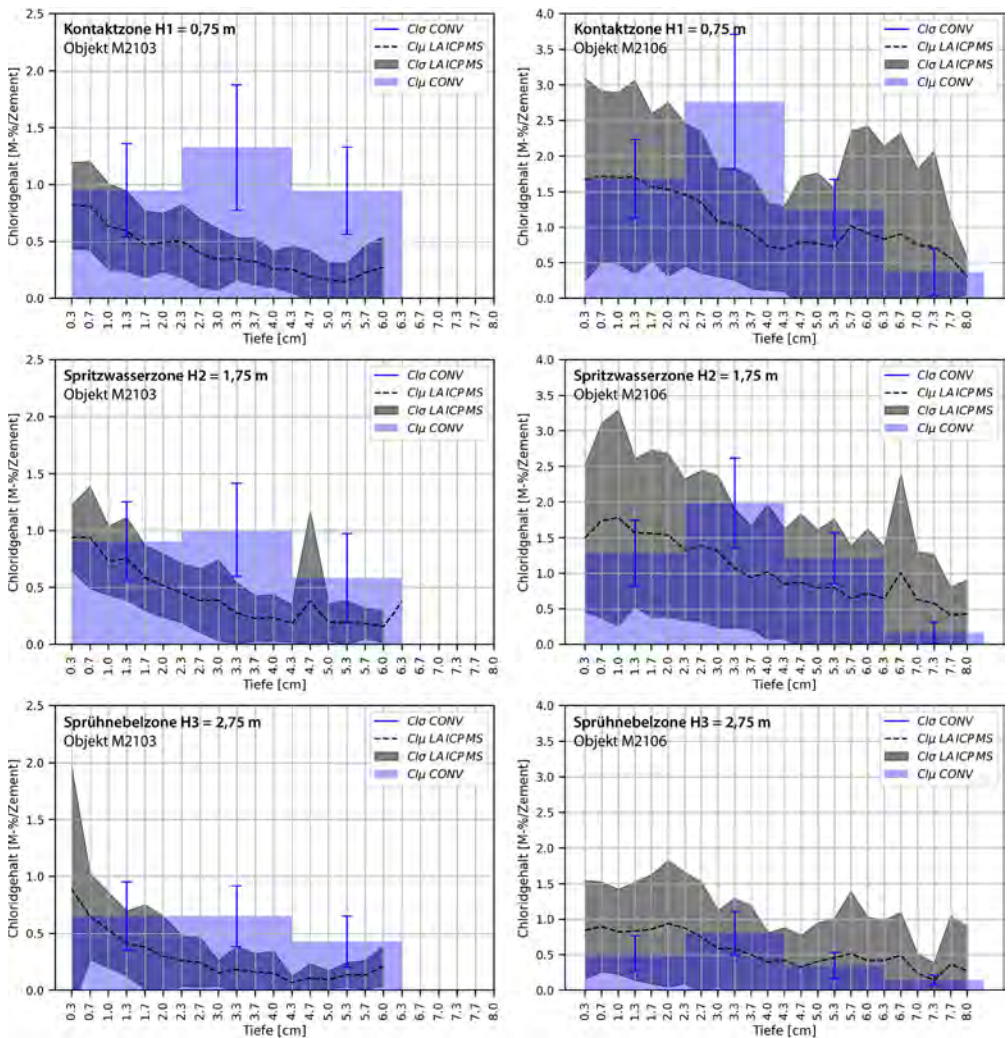


Bild 6: Ergebnisse des Chloridgehalts von LA-ICP-MS (durchgezogene Linien) und titrimetrischer Methode (blaue Balken) in verschiedenen Zonen H – oben: Kontaktzone H1 = 0,75 m, Mitte: Spritzwasserzone H2 = 1,75 m, unten: Sprühnebelzone H3 = 2,75 m – jeweils an den Objekten M2103 (links) und M2106 (rechts)

2,5 cm zu erwarten. Normen spezifizieren einen Chloridgehalt von mehr als 1 M.-% bezogen auf die Zementmenge als kritisch [6]. Die Diagramme in Bild 6 zeigen, dass die Ergebnisse der Titrationsmethode diesen Schwellenwert in der Kontakt- und der Spritzwasserzone überschreiten, während die LA-ICP-MS-Mittelwerte nur in der Kontaktzone den angesprochenen Grenzwert übertreffen. Die Mittelwerte der LA-ICP-MS-Methode zeigen in der Spritzwasser- und Sprühnebelzone die Maxima nicht auf der äußeren Betonoberfläche, sondern in einer Tiefe von 0,67 cm. Es treten auch gelegentliche lokale Maxima in tieferen Bereichen auf.

Die Mechanismen der Eindringprozesse werden in den ersten 1...4 cm durch Konvektion (Salzwasser dringt ein) und in größeren Tiefen durch Diffusion beschrieben. Es wird angenommen, dass abwechselnd eine Beaufschlagung mit

Salzwasser, die zur Chloridanreicherung führt, und eine Beaufschlagung mit Regenwasser, die zur Auswaschung von Chlorid führt, diese Maxima im Inneren erzeugen [8].

4.2 Jahresganglinie

Bei der Untersuchung wurden nahezu wöchentlich über ein ganzes Jahr aus verschiedenen Horizonten (Niveau über Straßenoberkante) Proben aus dem Bauwerk entnommen. Der Jahreszyklus des Chloridgehalts ist nahe der Oberfläche in Bild 7 und auf Bewehrungsebene (2,7 cm) in Bild 8 dargestellt. Die Konzentrationen von Chlorid nehmen mit zunehmender Höhe und Tiefe ab. Es lässt sich erkennen, dass die Schwankungsbreite der Chloridwerte in tieferen Lagen im Jahresverlauf wesentlich geringer ausfällt. Extrem hohe Werte treten insbesondere am Ende des Winterdienstes und in

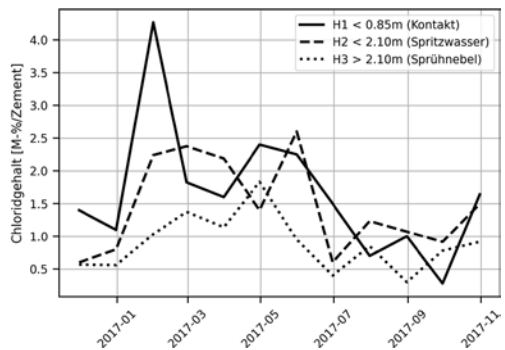
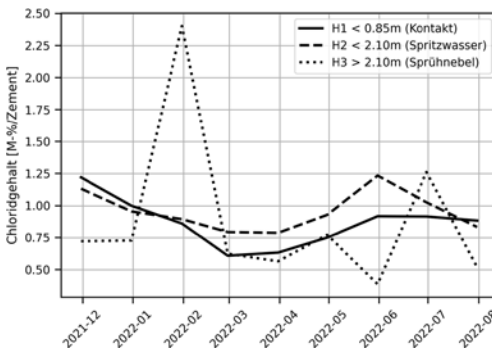


Bild 7: Monatliche Mittelwerte der Chloridkonzentration in M.-%/z nahe der Oberfläche (0,33 cm) über den Jahreszyklus in den drei verschiedenen Höhen H1, H2, H3 an den zwei Objekten M2103 (links) und M2106 (rechts)

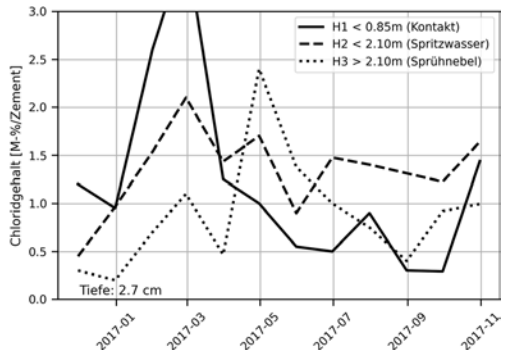
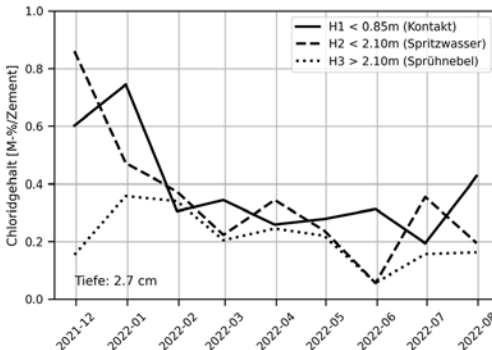


Bild 8: Monatliche Mittelwerte der Chloridkonzentration in M.-%/z auf Bewehrungshöhe (2,7 cm) über den Jahreszyklus in den drei verschiedenen Höhen H1–H3 an den zwei Objekten M2103 (links) und M2106 (rechts)

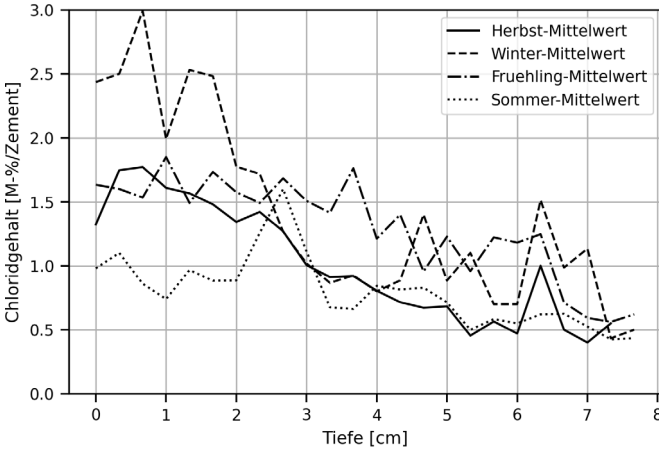


Bild 9: Nach Jahreszeiten gemitteltes Chloridprofil bei Höhe H2 = 1,25 m an Objekt M2106

den darauffolgenden Wochen auf. Die Spitzenwerte bauen sich im Verlauf des Sommers allmählich ab. Um vergleichbare und repräsentative Ergebnisse der Chloridkonzentrationen zu erzielen, ist es wichtig, die Probenentnahme im selben Zeitraum (Herbst) durchzuführen. Auf diese Weise können zufällig hohe Spitzen, die sich im Winter gebildet haben, ausgeschlossen werden.

Die Chloridprofile über ein ganzes Jahr wurden in Bild 9 jahreszeitlich über die Tiefe gemittelt. Bild 10 zeigt die Entwicklung des Chloridprofils ebenfalls über das betrachtete Jahr, aber unterschieden in Winterdienst (von 1. November bis zum 15. April) und Sommerbetrieb im rest-

lichen Jahreszeitraum. Die aus den Chloridprofilen gewonnenen Daten zeigen eine enorme Streuung des Chloridgehalts im Jahresverlauf, sogar nach Mittelung der Horizonte und Zeitspannen. Die Ergebnisse zeigen zudem, dass der Chloridgehalt in der Betondeckung schnell ansteigt, wenn ein Bauwerk Streusalz ausgesetzt ist, insbesondere bei direktem oder Spritzwasserkontakt. Wie in den Abbildungen zu sehen ist, migriert die hohe Streusalzmenge während der Wintersaison in die Betonmasse. Tendenziell ist der Eintrag der

Chloride höher, je näher die Untersuchungsstelle zum Straßenniveau liegt. Die Grafiken zeigen aber auch, dass im Jahresverlauf massive Tiefenveränderungen der Maxima erfolgen. Es zeigt sich, dass der Grenzwert von 1 % Cl⁻ je Masse Zement im Jahresverlauf sowohl unter als auch überschritten wird, in einigen Horizonten sogar mehrmals. Die Kurven zeigen eindeutig, dass auch in tieferen Bereichen, also etwa auf Bewehrungsebene, der Zeitpunkt der Probenentnahme entscheidend für eine Beurteilung der Korrosionsgefahr aufgrund von Chloridkontamination ist [7]. Es laufen hier noch weitere Untersuchungen, um diese Effekte genauer zu bestimmen.

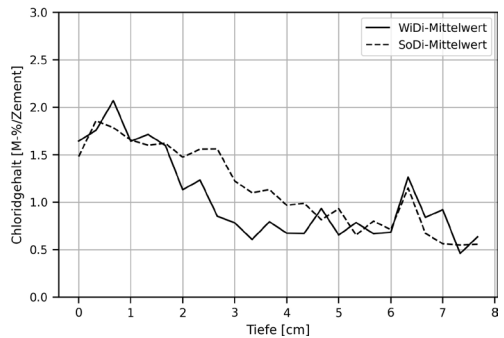
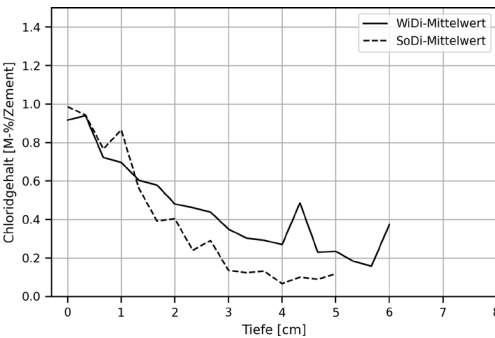


Bild 10: Chloridprofil kondensiert im Winterbetrieb (WiDi) und Sommerbetrieb (SoDi) auf der Höhe H2 = 1,25 m an den zwei Objekten M2103 (links) und M2106 (rechts)

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Bestimmung der Chloridkonzentration in der Zementphase von Beton stellt ein wichtiges Kriterium zur Festlegung von Sanierungszeitpunkten sowie über das Ausmaß von Sanierungsmaßnahmen für Bauelemente dar.

Die etablierte Normmethode zur Bestimmung der Chloridkonzentration in der Zementphase von Beton weist einige Nachteile auf. Einerseits gestaltet sich die Probenvorbereitung aufwendig und zeitintensiv, andererseits sind die so erhaltenen Ergebnisse nur in unbefriedigender Ortsauflösung und in äußerst unbefriedigender Genauigkeit verfügbar. Zudem ist meist der Zementgehalt nicht bekannt. Die Ortsauflösung ist durch die Probenahme im Zentimetermaßstab limitiert und die Konzentration von Chlorid in der Zementphase kann nur durch Multiplikation der ermittelten Gesamtchloridkonzentration mit einem Faktor bei Kenntnis des Zementgehalts erfolgen.

Diese Vorgehensweise kann bestenfalls als Schätzung zur Beurteilung des Sanierungsbedarfs betrachtet werden. Im Zuge der Arbeit konnte darüber hinaus festgestellt werden, dass die mit Titration erhaltenen Ergebnisse nicht nur hohe Abweichungen aufweisen, sondern sogar falsch sein können, da auch im Zuschlag von Beton ein nicht zu vernachlässigender Anteil an Chlorid vorhanden sein kann, der durch den chemischen Aufschluss freigesetzt und beim Titrationsverfahren mitbestimmt wird. Durch die Umrechnung auf die Zementphase wird in weiterer Folge somit ein relevanter systematischer Fehler verursacht.

Die Ortsauflösung bei LA-ICP-MS kann mit steigendem Zeitaufwand für die Analyse beliebig verbessert werden und wird nur durch den Durchmesser des Laserstrahls limitiert. Für eine Analysedauer von circa einer Stunde pro Bohrkern kann die Auflösung um den Faktor 3 gegenüber der Normmethode verbessert werden. Zudem besteht jeder Wert aus 18 oberflächenparallelen Einzelmessungen, wovon ca. 50 % in der Zementphase zu liegen kommen. Der

Messwert einer Tiefenstufe kann somit durch einen abgesicherten Mittelwert und eine Standardabweichung angegeben werden.

Die selektive Messung bzw. Auswertung von Chlorid und Zement ausschließlich im Zementstein von Beton bedeutet einen entscheidenden Vorteil im Vergleich zur Normmethode. Die Umrechnung der durch Titration erhaltenen Ergebnisse würde nur dann richtige Resultate liefern, wenn zumindest diese vier Voraussetzungen erfüllt wären:

1. Der Zementanteil im Beton ist bekannt. In der Praxis ist dies kaum der Fall oder nur in unbefriedigender Genauigkeit gegeben.
2. Der im Beton vorhandene Zuschlag ist – im Inneren – chloridfrei. Durch Aufschluss wird der im Zuschlag gebundene und für die Problematik der Depassivierung des Bewehrungsstahls irrelevante Anteil an Chlorid mit quantifiziert und verfälscht das Ergebnis bei Umrechnung auf die Zementphase stark.
3. Die entnommene Probe stellt einen repräsentativen Anteil des Betons dar, d. h. das Verhältnis Zementstein zu Zuschlag der Probe muss dem des Betons entsprechen, also ein repräsentatives Volumen sein. Dies ist ebenso meist nicht der Fall.
4. Komponenten der Zuschläge werden bei der Titration nicht fälschlich als Chlorid interpretiert.

Alle genannten Voraussetzungen sind für eine genaue Bestimmung des Chloridgehalts in der Zementphase mittels LA-ICP-MS irrelevant, da die den Ergebnissen zugrunde liegenden Informationen selektiv und mit einer hohen Analyseanzahl aus der Zementphase gewonnen werden.

Vergleiche mit der Normmethode zeigen bei sehr hohen Chloridgehalten noch einigermaßen gute Übereinstimmungen. Die großen Unterschiede im Bereich des kritischen Chloridgehaltes können durch unterschiedlich starke Einflüsse der vorher genannten Voraussetzungen beim Normverfahren erklärt werden.

Die mit dem Normverfahren verursachten Abweichungen und systematischen Fehler können zu einerseits einem Überbefund führen und somit Sanierungsmaßnahmen einleiten, deren Ausmaß die tatsächlich notwendigen überschreiten, und andererseits die Struktur unbeabsichtigt und in manchen Fällen auch sicherheitsrelevant weit über das geplante/ge-wünschte Ausmaß schädigen.

Durch die selektive Quantifizierung in der Zementphase mittels LA-ICP-MS wird hingegen nur der interessierende Anteil mit hoher Analysezahl, Genauigkeit und Zementanteil berücksichtigt. Die Praxistauglichkeit der Methode wurde mit Realproben belegt und die so erhaltenen Ergebnisse weisen einen höheren Vertrauensgehalt bei deutlich reduziertem Analyseaufwand auf. Eine zuverlässige Bestimmung des Chloridgehaltes ist somit möglich, für die Praxis aufbereitet und wurde auch schon an zahlreichen Bauwerken erprobt.

Alle Chloridprofile, die mit der LA-ICP-MS-Methode untersucht wurden, werden zusammen mit Objektdaten, Zustandsdaten, Exposition, anderen Messgrößen für die Dauerhaftigkeit in einer Datenbank gespeichert. Es werden dabei nicht nur Daten von Forschungsprojekten gespeichert, sondern auch Zustandsbeurteilungen von „echten“ Bauwerken. Die Auswertung dieses Datenschatzes erlaubt eine zielführende Entwicklung von Prognosemodellen und anderer Verbesserungsmaßnahmen für die Neuerrichtung dauerhafter Strukturen und eine auf den Lebenszyklus orientierte, kostengünstige Erhaltung. Die Kosten und CO₂-Einsparungen, die dadurch möglich werden, sind enorm.

Literatur

- [1] Eichinger-Vill, E.; Kollegger, J.; Aigner, F.; Ramberger, G.: Überwachung, Prüfung, Bewertung und Beurteilung von Brücken. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Berlin · Heidelberg: Springer, 2010, S. 1009–1068.
- [2] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. Diss., Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.

- [3] Bonta, M.; Eitzenberger, A.; Burtcher, S. L.; Limbeck, A.: Quantification of chloride in concrete samples using LA-ICP-MS. *Cement and Concrete Research* 86 (2016), S. 78–84 – DOI: 10.1016/j.cemconres.2016.05.002
- [4] ÖNORM EN 14629:2007-06: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Chloridgehaltes von Festbeton.
- [5] Burtcher, S. L.; Limbeck, A.: Optimierte Zustandserfassung bei Kunstbauten durch neue Messmethoden, Ortsaufgelöste Bestimmung von Chlorid in Beton mittels LA-ICPMS – Methodenentwicklung, Kalibrierung, Validierung, Vergleich mit Normmethode. Forschungsbericht, 2016.
- [6] ÖNORM B4706:2015-07: Instandsetzung von Betonbauwerken – Nationale Festlegungen für Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken gemäß ÖNORM EN 1504.
- [7] Binder, F.; Burtcher, S. L.; Limbeck, A.: Forecast Improvement of Chloride Profiles in Road Structures using LA-ICP-MS. In: Bakker, J.; Frangopol, D. M.; van Breugel, K. (Hrsg.): Proc. of the 5th Int. Symp. On Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2016), 16.–19.10.2016 in Delft (The Netherlands), 2016, S. 834–838.
- [8] Binder, F.; Burtcher, S. L.; Limbeck, A.: Study on the time variant alteration of chloride profiles for prediction purpose. In: Caspeele, R.; Taerwe, L.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): Life Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision – Proc. of the 6th Int. Symp. on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2018), 28.–31.10.2018 in Ghent (Belgien), 2018, S. 1865–1872.

Bildquellen

Bilder 1, 6–10: Fritz Binder

Bild 2: Fritz Binder, basierend auf einer Grafik von Detlef Günther und Bodo Hattendorf

Bilder 3, 5: Stefan L. Burtcher

Bild 4: Maximilian Bonta

Erfolgreich prüfen – Bauwerke erhalten



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

Radiographie im Bauwesen – Ein neues altes Verfahren für die zerstörungsfreie Bauwerksuntersuchung

Dr.-Ing. Sebastian Schulze
bauray GmbH, Hamburg

KURZFASSUNG

Die Durchstrahlungsprüfung ist in der klassischen Materialprüfung aus guten Gründen seit Jahrzehnten etabliert, bietet sie doch als einziges zerstörungsfreies Verfahren die Möglichkeit einer direkten Bildgebung des Innern von Schweißnähten, Guss- und Werkstücken. In der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen (ZfPBau) wird das Verfahren bislang nicht systematisch angewandt, obwohl sich dank Weiterentwicklungen insbesondere im Bereich der digitalen, mobilen Radiographie viele praktische Einsatzmöglichkeiten anbieten. Qualitätssicherung im Neubau, Schadensbewertung im Bestand oder die noninvasive Untersuchung von Spannbeton und Denkmalschutzbauten – die Palette ist breit gefächert.

Mit der Radiographie ist eine eindeutige Abbildung, Vermessung und Identifikation von Einbauteilen, Bewehrungs- und Spannstahl möglich. Die zielführende Untersuchung von Rissen im Beton oder Restquerschnitten korrosiver Bewehrung ist ebenfalls denkbar und kann Stoff zukünftiger Forschungsarbeiten sein. Der Beitrag soll anhand von aktuellsten Praxisbeispielen das künftige Potential und auch die Anwendungsgrenzen des Verfahrens in der Praxis der ZfPBau demonstrieren.

Anmerkung: Weite Teile dieses Beitrags einschließlich der Bilder 1–12 wurden bereits in [1] publiziert, für den vorliegenden Beitrag teilweise abgewandelt und um ein weiteres Praxisbeispiel ergänzt.

1 Einleitung

1.1 Grundlagen der Radiographie

Die Radiographie ist eine der ältesten Methoden der zerstörungsfreien Materialprüfung (ZfP) unter Verwendung komplexer physikalischer Gerätschaften.

Im Jahre 1897 veröffentlichte Wilhelm Conrad Röntgen die ersten beobachteten Phänomene über die bis dato unbekannt und von ihm „X-Strahlen“ getaufte Art [2]. In seiner Erstveröffentlichung beschreibt er Untersuchungen, die bereits als erste Materialprüfung betrachtet werden können, wenn auch die Radiographie zunächst überwiegend in der Medizin zum Einsatz kam.

In der Material- und Bauwerksprüfung nutzbare hochenergetische elektromagnetische Strahlung lässt sich auf zwei Wegen erzeugen [3]. Werden in einer Vakuumröhre unter Hochspannung beschleunigte Elektronen abgebremst, spricht man gemeinhin von Röntgenstrahlung. Beim Zerfall natürlicher oder künstlich hergestellter radioaktiver Isotope wird sogenannte Gammastrahlung freigesetzt. Beide Strahlenarten unterscheiden sich nur in der Art der Erzeugung und dem jeweiligen Energiespektrum. Die Strahlenart – hochenergetische elektromagnetische Wellen – ist dieselbe. Bei radioaktiven Stoffen hängen Intensität und Energie vom Typ des Isotops ab; bei Röntgenröhren gilt, dass Energie und Intensität mit der in der Vakuumröhre zur Beschleunigung der Elektronen angelegten Spannung sowie dem Röhrenstrom zusammenhängen.

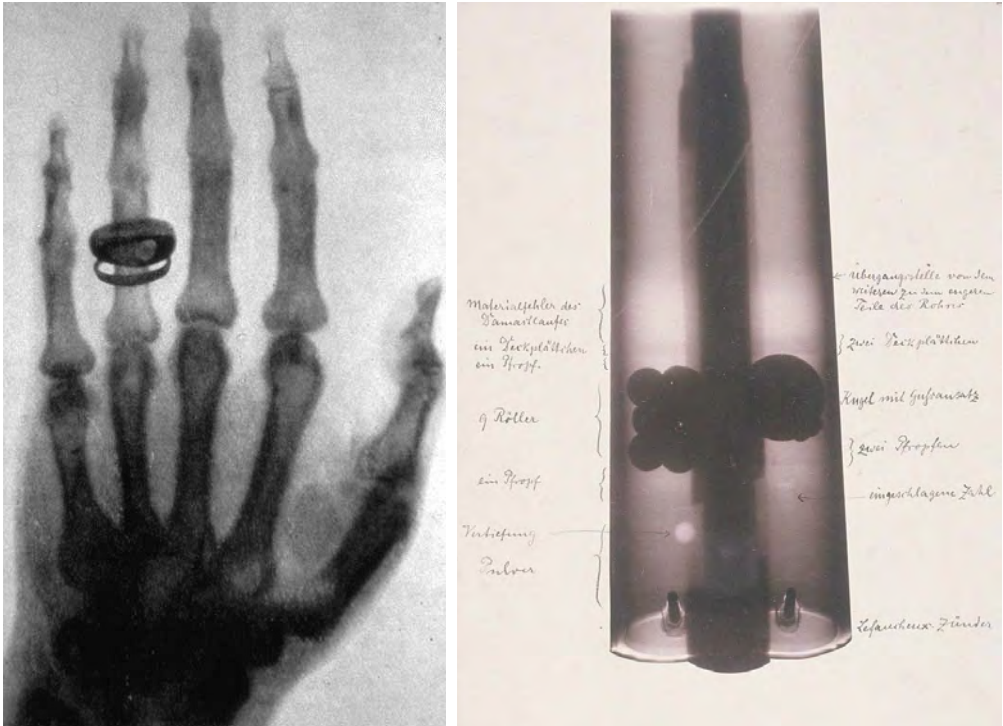


Bild 1: Historische Durchstrahlungsbilder von Wilhelm Conrad Röntgen Ende des 19. Jh.; links: Albert Köllikers Hand (1896), rechts: Röntgens Jagdgewehr (wahrscheinlich ebenfalls 1896, es gibt aber unterschiedliche Angaben)

Röntgenröhren haben den Vorteil, dass die potentielle Gefährdung der Umwelt durch Strahlenbelastung prinzipiell geringer ist, da nur bei eingeschalteter Röhre Röntgenstrahlung erzeugt wird. Eine ausgeschaltete Röhre birgt keine Gefahr. Isotope hingegen strahlen aufgrund des beständigen Zerfalls permanent und sind daher in Arbeitsbehältern aus Materialien mit hoher Dichte aufzubewahren. Die Vorteile bestehen hier in der autarken (stromlosen) und platzsparenden Einsetzbarkeit.

1.2 ZfPBau: Stand der Wissenschaft und Technik

In der zerstörungsfreien Materialprüfung nach DIN EN ISO 9712 [4] ist die Radiographie, internationale Kurzform RT für *Radiographic Testing*, zusammen mit vielen anderen Prüfverfahren längst etabliert. Was diese Norm für die klassische Materialprüfung darstellt, soll für die

zerstörungsfreien Prüfverfahren im Bauwesen (ZfPBau) die jüngst in Erstausgabe publizierte DIN 4871 [5] werden. Das Ziel dieser Norm ist es, für die Verfahren Radar, Wirbelstrom, Ultraschall, Impakt-Echo und Potentialfeldmessung eine praxisgerechte Personalqualifikation sicherzustellen.

Der große Unterschied in der Verbreitung und Akzeptanz der Methoden der zerstörungsfreien Materialprüfung und der Bauwerksprüfung ist in deren originären Anwendungsbereichen begründet. Während in der Materialprüfung in aller Regel die Qualität von Serienfertigungen überprüft und sichergestellt werden soll (z. B. von Schweißnähten an öl-, gas- oder chemikalienführenden Rohren und an sicherheitsrelevanten Bauteilen von Bahn, Automobilindustrie und Luftfahrt), kommen die Verfahren der Bauwerksprüfung immer noch überwiegend bei Bestandsuntersuchungen zum Einsatz.

Einzig die Tunnelinnenschalenprüfung gemäß RI-ZFP-TU [6] ist als qualitätsnachweisende und damit -sichernde Methode in einem speziellen Bereich des Bauwesens etabliert – und beweist dort eindrucksvoll das Potential der ZFPBau.

Eine Qualitätssicherung am Neubau wäre jedoch an vielen Stellen sinnvoll und bei einer ganzheitlichen Lebenszyklusbetrachtung auch wirtschaftlich, wird aber, wenn überhaupt, nur sehr sporadisch durchgeführt. Mit der Weiterentwicklung des *Building Information Modeling* (BIM) kann sich dies zukünftig ändern, wenn es um die Dokumentation der tatsächlichen Ausführung geht, Stichwort digitaler Zwilling.

Zerstörungsfreie Prüfverfahren kommen im Bauwesen vorwiegend im Bestand bei unklarer Ausführung (verwendete Baustoffe, Bauteilaufbauten und -abmessungen), in Streiffällen oder im Denkmalschutzbereich zum Einsatz. Immer noch aber ist der allgemeine Kenntnisstand zur Leistungsfähigkeit der vorhandenen Verfahren bei den Baubeteiligten gering, so dass allzu häufig unnötige zerstörende Eingriffe zur Feststellung des Ist-Zustandes durchgeführt werden, welche sowohl unwirtschaftlich als auch wenig nachhaltig sind.

Mit der DIN 4871 soll das Potential von ZFPBau-Verfahren künftig besser ausgeschöpft werden. In der Anwendung liegt für qualitätssichernde Zwecke noch erhebliches Potential, insbesondere zur Vermeidung von Spätschäden, welche die Dauerhaftigkeit oder Verkehrssicherheit herabsetzen. Beispielhaft seien hier oberflächlich nicht sichtbare Mängel wie unzureichende Betondeckung der Bewehrung oder Kiesnester und Lunker im Beton zu nennen, aber auch fehlende oder unzureichende Bewehrung.

1.3 Die kurze Geschichte der Radiographie im Bauwesen

Zur Radiographie im Bauwesen gibt es in (West-)Deutschland bislang kaum Forschung und Veröffentlichungen, z. B. [7]–[9], und nur wenig Praxiserfahrung. Hingegen gab es in der DDR bereits in den 1960er Jahren entsprechen-

de Erfahrungen [10], die jedoch nach der Wende kaum weiterentwickelt wurden.

Konsens ist, dass die Radiographie aufgrund der direkten Bildgebung als Referenzverfahren für die Verifizierung von mit anderen ZFPBau-Verfahren (Radar, Ultraschall, Betondeckungsmessung) gewonnenen Volumendaten herangezogen werden kann, z. B. [11].

Einer der wenigen Ansätze in der jüngeren Vergangenheit, die praktische Radiographie im Bauwesen zu beschreiben, ist das Merkblatt B1 der Deutschen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP): „Merkblatt für die Durchstrahlungsprüfung von Stahlbeton und Spannbeton“ [12], dessen einzige Ausgabe auf das Jahr 1990 zurückdatiert und aufgrund fehlender Aktualität zurückgezogen wurde. Normen oder sonstige Regelwerke, die über die allgemeingültigen Regelungen zum Strahlenschutz hinaus die Anwendung im Bauwesen beschreiben, existieren (noch) nicht.

In der Erstausgabe der DIN 4871 ist die Radiographie noch nicht enthalten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass dieses Verfahren in den vergangenen Jahrzehnten in Deutschland im Bauwesen kaum eingesetzt wurde, was sich in Zukunft aufgrund des erheblichen Potentials ändern soll.

1.4 Strahlenschutz im Bauwesen

Tatsächlich können Vorgaben des Strahlenschutzes die Umsetzbarkeit einer Durchstrahlungsprüfung erschweren und in Einzelfällen unmöglich machen, insbesondere im innerstädtischen Bereich. Dabei bieten sich gerade bei Neubauten auf noch nicht fertiggestellten Baustellen qualitätssichernde oder ausführungsnachweisende Untersuchungen mit RT an, wenn nach Ende der Baustellentätigkeit untersucht wird, d. h. abends oder am Wochenende. Der Bauablauf wird dann in keiner Form gestört. Und auch an Bestandsbauten abseits von Wohngebäuden kann der gesetzlich und normativ geforderte Strahlenschutz bei genügender Planung problemlos realisiert werden.

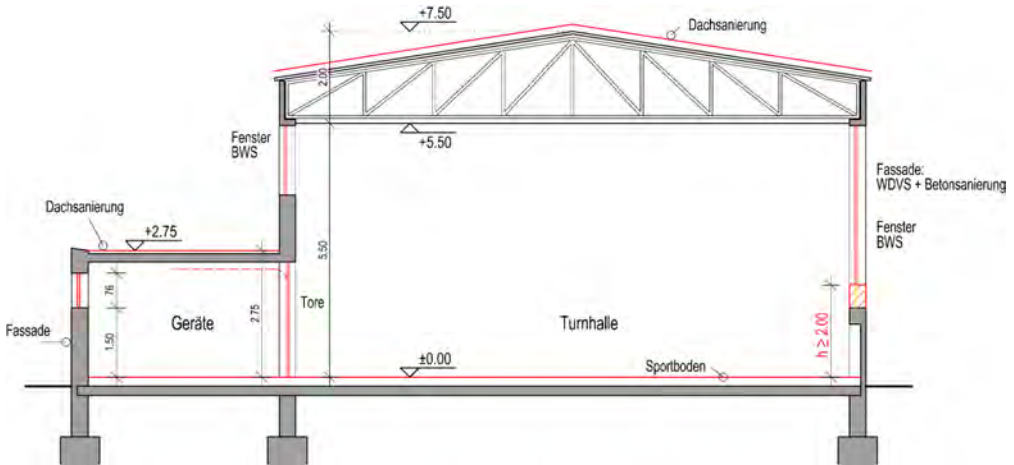


Bild 2: Hallenquerschnitt mit Bauteildarstellungen auf Grundlage der Bestandsunterlagen, Darstellung der geplanten Sanierungsmaßnahmen (rot)

Einzuhalten sind in jedem Fall die allgemeingültigen rechtlichen Vorgaben des Strahlenschutzgesetzes und der Strahlenschutzverordnung, StrlSchG und StrlSchV [13]. So ist z. B. im ortsveränderlichen Einsatz einer Röntgeneinrichtung in der Grobstrukturanalyse/Materialprüfung in der Regel eine Kontrollbereichsgrenze einzuhalten, an der eine gewisse Dosisleistung ($40 \mu\text{Sv/h}$) nicht überschritten wird [14].

Durch abschirmende Wand- und Deckenebenen und/oder mithilfe mobiler Strahlenschutzmaßnahmen sowie nicht zuletzt durch das zu durchstrahlende Bauteil selbst kann der Kontrollbereich häufig derart eingegrenzt werden, dass die Außenhülle des Gebäudes oder im besten Falle gar der beteiligten Räume um das zu untersuchende Bauteil herum ausreichend ist.

Bei Prüfungen an Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur ist für Unbeteiligte eine sogenannte Passagedosis zulässig, die bei fließendem Verkehr mit kurzer Expositionszeit in der Regel eingehalten werden kann.

2 Beispiele aus der Praxis

Die folgenden, aktuellen Praxisbeispiele aus den Bereichen Bestand und Neubau sollen das

Potential der Durchstrahlungsprüfung an Stahl- und Spannbeton belegen.

2.1 Identität eines Binders

Für eine Schulsporthalle in Niedersachsen wurden Sanierungs- und Modernisierungsmaßnahmen der Fassade geplant. Gemäß Bestandsunterlagen sollte es sich bei der Halle mit Außenmaßen von etwa $25 \times 12 \times 6 \text{ m}$ um eine in Rahmenbauweise erstellte Konstruktion mit Stahlbetonpfosten und Fachwerkbindern handeln (Bild 2). Die Nachrechnung des Bauwerks erfolgte auf Grundlage dieser Annahmen.

In Vorbereitung der Bauausführung wurde nach Öffnen der Abhangdecke festgestellt, dass anstelle von Fachwerkbindern Stahl- oder Spannbetonbinder verbaut worden waren (Bild 3). Zu dieser Umplanung waren in den Bestandsunterlagen keinerlei Hinweise zu finden. Typ und Bewehrungsgehalt waren völlig unbekannt. Aufgrund der geringen Spannweite von zwölf Metern waren sowohl Ausführungen mit massiver schlaffer Bewehrung als auch in Spannbetonbauweise mit Spannstahl im Hüllrohr oder Einzellitzen in direktem Verbund denkbar.

Aufgrund der Randbedingungen – ungünstiger Querschnitt, schlechte Zugänglichkeit,



Bild 3: Tatsächliche Ausführung des Binders in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise



Bild 4: Anordnung von Röntgenröhre und Digitaldetektor für die Durchstrahlungsprüfung (exemplarisch)

eingebaute Montageschienen – hätten übliche zerstörungsfreie oder minimalinvasive Prüfverfahren (Wirbelstrom, Radar, Ultraschall, Endoskopie) keine ausreichende Aussagesicherheit geboten. Ein größerer zerstörender Eingriff in den Binder kam aufgrund des unbekanntem Lastabtrags nicht infrage. Für die zielführende Identifikation des Bauteilaufbaus verblieb somit nur die Radiographie.

Zum Einsatz kamen eine mobile 300-kV-Röntgenröhre und ein digitaler Flachdetektor (Bild 4). Der Strahlenschutzbereich (Kontrollbereich) konnte durch geeignete Positionierung der Röhre auf die Außenhülle der Halle eingegrenzt werden. Detektor und Röhre wurden per

Funk (WiFi) und Kabel von außerhalb des Kontrollbereichs gesteuert und ausgelesen.

Zwecks besserer Interpretierbarkeit der folgenden Röntgenbilder zeigt die Skizze in Bild 5 links eine der Anordnungen im Querschnitt. Die Länge des Strahlengangs durch den Beton, die wesentlich ist für die Belichtung des Flachdetektors, variiert aufgrund des Bauteilquerschnitts erheblich zwischen 10 cm im vorderen und etwa 25 cm im hinteren Bereich des Untergurts. Um Einbauten im Beton jeweils bestmöglich auszu-leuchten und die Verzerrung der Röntgenbilder weitestmöglich gering zu halten, wurden Röntgenröhre und Flachdetektor für verschiedene Aufnahmen unterschiedlich angeordnet. Die

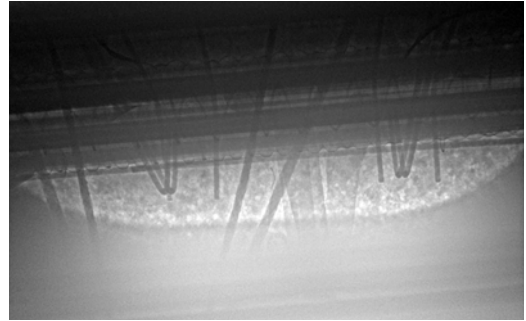
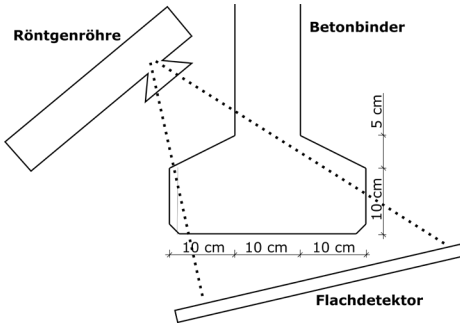
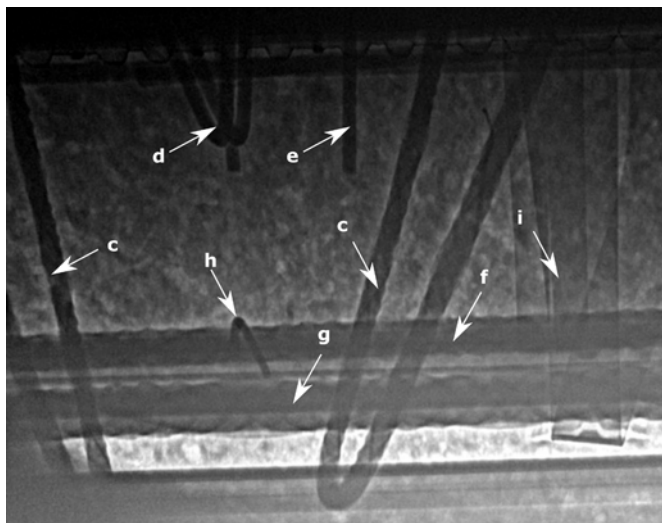
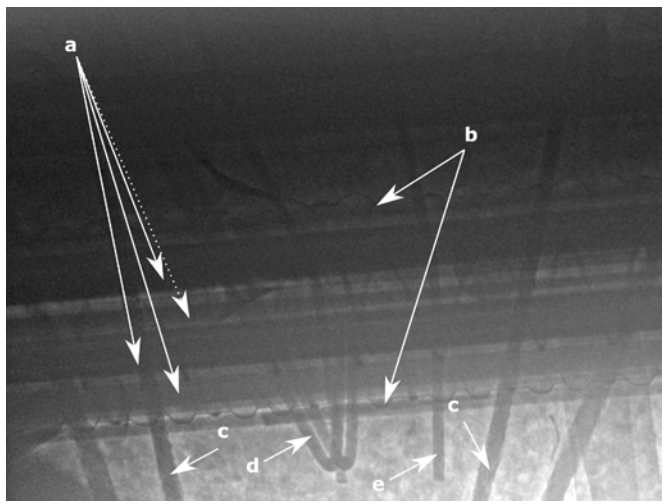


Bild 5: Skizze zur Durchstrahlung (links) und zugehöriges digitales Röntgenbild (rechts)

Vergrößerung der auf dem Detektor abgebildeten Einbauteile lässt sich dann per Strahlensatz sehr genau berechnen, vgl. auch Praxisbeispiel in Abschnitt 2.2.

Bild 5 rechts zeigt das Röntgenbild zur skizzierten Anordnung. Schon in der kleinformatigen Darstellung sind Bügelschlösser sowie ein Hüllrohr mit Spannstahl erkennbar. Die Detailansichten in Bild 6 (unterschiedlich kontrastiert) zeigen weitere identifizierbare Einbauten mit Maßangaben. Identifizierbar und vermessbar sind folgende Bildanzeigen:



- a: Spannstahl, Vollquerschnitt, 4 Stück, je \varnothing 10 mm, auf Röntgenbild überlagert mit hinterer Montageschiene
- b: Hüllwellrohr, Stahl (da geringere Schwärzung im Positivbild, folglich höhere Dichte als umgebender Beton), $d \approx 45$ mm
- c: horizontale Bügel im Untergurt (stark verzerrte Abbildung), Betonrippenstahl, \varnothing 6 mm, $a \approx 15$ cm
- d: vertikale Bügel im Steg, \varnothing 4 bis 4,5 mm, $a \approx 15$ cm, Glattstahl

Bild 6: Detailansichten Röntgenbilder inkl. Markierung identifizierbarer Bauteile

- e: augenscheinlich Auflagereisen für Hüllrohr, konstruktiv, oder Bügel wie d
- f, g: vordere obere und untere Längsbewehrung im Untergurt, \varnothing 10 mm, Betonrippenstahl, überlagert auf Röntgenbild mit Projektion der vorderen Montageschiene
- h: Bindedraht, ca. \varnothing 2 mm
- i: Flacheisen für Abhängung der Unterdecke (außerhalb des Binders)

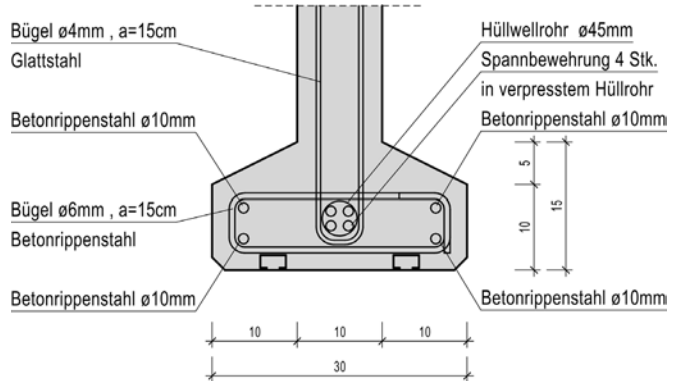


Bild 7: Rekonstruierter Binderquerschnitt

Wie am deutlich sichtbaren Bindedraht (ca. 2 mm Durchmesser) erkennbar, ist die Radiographie für die Identifikation und Vermessung von Stahl in Beton hervorragend geeignet. Obwohl der Drahtquerschnitt nur etwa 1–2 % des Betonquerschnitts in Durchstrahlungsrichtung ausmacht, ist er deutlich zu sehen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Schwächung der einen Stoff durchdringenden Strahlung exponentiell mit der Dichte des Stoffes zusammenhängt [3]. Der Draht erzeugt somit einen Kontrast von etwa 10–20 % zum umgebenden Beton und ist damit deutlich identifizier- und vermessbar.

Aufgrund des stark kontrastzeichnenden Dichteunterschiedes gelingt auch die Unterscheidung zwischen profiliertem und Glattstahl, vgl. Bild 5, rechts. Bei der Bügelbewehrung \varnothing 6 mm handelt es sich augenscheinlich um Tor-Rippenstahl [15] mit schräg verlaufenden Rippen. Auch das Hüllrohr ist deutlich erkennbar, wenn auch aufgrund der sehr geringen Wandstärke von weit unter 1 mm (i. d. R. etwa 0,2–0,3 mm bei Hüllrohren dieses Durchmessers) nur dort, wo die Hüllrohrwandung tangential durchstrahlt wird.

Schließlich kann festgestellt werden, dass das Hüllrohr augenscheinlich voll verpresst ist, da beidseits der Hüllrohrwandung keine Intensitätssprünge erkennbar sind, die auf einen relevanten Dichteunterschied hinweisen würden. Die Differenz der Dichte von Beton und Verpressmörtel ist mit etwa 10 % zu gering für eine Unterscheidung im Röntgenbild, Luft im Hüll-

rohr hingegen verursacht keinerlei relevante Schwächung der Strahlendosis und würde eine deutlich stärkere Belichtung als der umgebende Beton bewirken.

Die Radiographie ermöglichte somit die vollständig zerstörungsfreie Rekonstruktion des Bauteilquerschnitts (Bild 7) für eine zielführende statische Nachrechnung.

2.2 Bewehrungsgehalt einer Stahlbetonwand

Am Neubau eines innerstädtischen Wohn- und Geschäftsensembles wurden diverse Mängel bei der Ausführung der Betonierarbeiten festgestellt und mit klassischen zerstörungsfreien und zerstörungsarmen Prüfverfahren (Betondeckungsmessung, Radar und Ultraschall, minimalinvasive Endoskopie sowie Bohrkernentnahmen) untersucht und bewertet.

An einer Wand war zudem aufgrund der sichtbaren Schalungsflächen die Bewehrungsführung eines Unterzuges für die Ableitung von Druckkräften durch ein Balkenaufleger unklar (Bild 8). Augenscheinlich wurde zunächst die 22 cm dicke Wand betoniert und die Auflageretasche des Balkens ausgespart, danach wurde der Balken betoniert. Die fragliche Druckbewehrung, insgesamt zehn Stäbe \varnothing 25 mm (Pos. 72), verläuft auf den Ausführungsplänen durch die Auflageretasche und hätte folglich in der Schalung aufwändig einzeln ausgespart

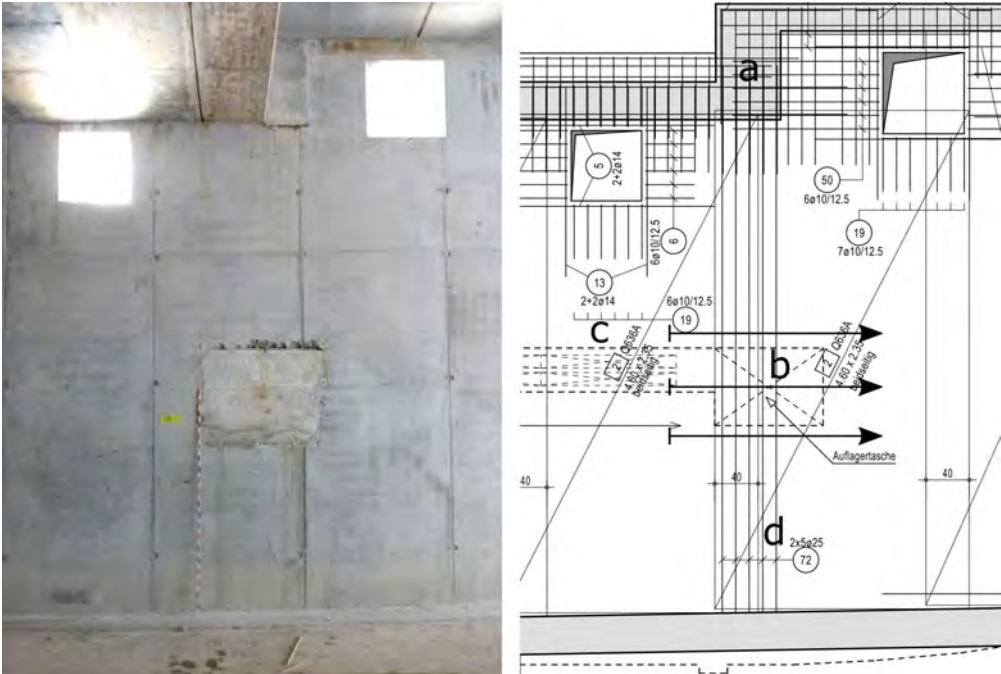


Bild 8: Wandansicht und zugehöriger Bewehrungsplan; darin sind (a) der Unterzug, (b) Auflagertasche, (c) Grundbewehrung aus Matten Q 636 Ø 9–10 mm und (d) Zulagebewehrung $2 \times 5 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm}$, die Pfeile kennzeichnen die Lage der Ultraschall- und Radarmessspuren

werden müssen, was aufgrund der allgemeinen Ausführungsqualität des Bauvorhabens infrage gestellt wurde.

Auf Suche nach der Druckbewehrung kamen zunächst Ultraschall und Radar als bildgebende Verfahren zum Einsatz. Die mit diesen Verfahren erhaltenen Bilder des Wandquerschnitts sind in Bild 9 dargestellt.

Die Verfahrenskombination bietet sich hier – wie auch bei den meisten anderen Aufgabenstellungen zur Rekonstruktion von Bauteilquerschnitten – an, da die Verfahren aufgrund ihrer unterschiedlichen physikalischen Ansätze [16], [17] unterschiedliche Vor- und Nachteile bei der Untersuchung von Betonbauwerken aufweisen, wie im Folgenden aufgezeigt wird.

Die Radargramme in Bild 9 (aufgenommen mit einer Mittenfrequenz von 1,6 bis 2,0 GHz) zeigen deutlich die Bewehrung sowohl auf der Seite der Messung als auch auf der abgewand-

ten Seite. Das regelmäßige Raster von 15 cm und die gleichmäßige Tiefenlage sind ein sicheres Indiz für eine Mattenbewehrung; auf den Durchmesser der Stäbe kann hingegen nicht rückgeschlossen werden. Die Ultraschallbilder zeigen deutlich die Wandrückseite, jedoch nur schwach die beiden oberflächennahen Bewehrungslagen. Dies ist ein Hinweis darauf, dass nur Bewehrung mit geringem Durchmesser vorhanden ist. Eine Aussage über den tatsächlichen Durchmesser ist aber auch mit dem Ultraschallverfahren nicht möglich.

Zwar deuten die Bilder an, dass keine Zulagebewehrung im Wandquerschnitt vorhanden ist, ein sicherer Nachweis konnte mit diesen Verfahren aber noch nicht erbracht werden. Grundsätzlich denkbar wäre auch ein Übersehen der Zulagen bei doppelstabähnlicher Positionierung entlang eines Stabes der Mattenbewehrung. Besonders Radar ist für eine solche Abschätzung anfällig. Dagegen hat Ultraschall nahe der Bauteiloberfläche seine Grenzen.

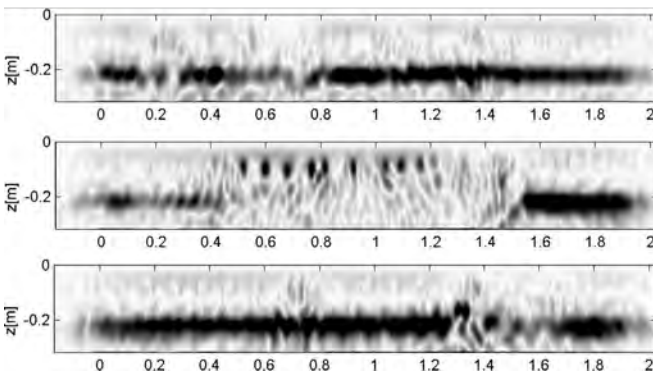
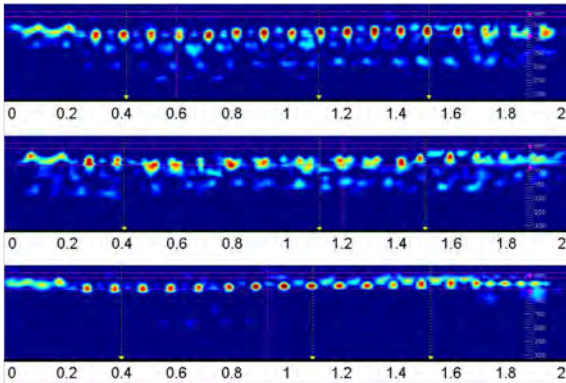


Bild 9: Radar- (oben) und Ultraschallbilder (unten) als horizontale Wandquerschnitte entlang der Messspuren aus Bild 8

Eine direkt bildgebende Darstellung mittels Radiographie kann einen eindeutigen Nachweis erbringen, ähnlich einer Fotografie. Da es sich bei der Radiographie um eine bauteildurchdringende Untersuchung statt einer Echountersuchung handelt, bei der der gesamte Bauteilquerschnitt auf dem Röntgenbild dargestellt wird, gilt prinzipiell: Was auf einem Röntgenbild zu sehen bzw. nicht zu sehen ist, befindet sich auch bzw. auch nicht im Bauteil.

Bild 10 zeigt den Prüfaufbau beidseits der Wand. Röntgenröhre und Detektor haben einen Abstand von etwa 1 m, der Detektor liegt an der Rückseite der Wand an. Da es sich hier um einen geometrisch einfachen Prüfaufbau handelt, kann bei bekannter Tiefenlage der Durchmesser der Bewehrung ohne weiteres sehr genau bestimmt werden.



Bild 10: Prüfaufbau mit Röntgenröhre (links) und Detektor (Speicherfolie, rechts)

Aufgenommen wurden vier geringfügig überschrittene Röntgenbilder am Wandsockel unterhalb der Auflagertasche des Balkens (Bild 11). Es ist sofort erkennbar, dass ausschließlich Bewehrung von annähernd gleichem Durchmesser eingebaut ist. Identifizierbar ist die beidseitige Mattenbewehrung im rechteckigen Raster sowie die etwas abgebogene Anschlussbewehrung aus der Sohle. Zulagebewehrung mit größerem Durchmesser ist eindeutig nicht vorhanden.

Bild 12 zeigt einen Ausschnitt aus Röntgenbild Nr. 2 mit ver-

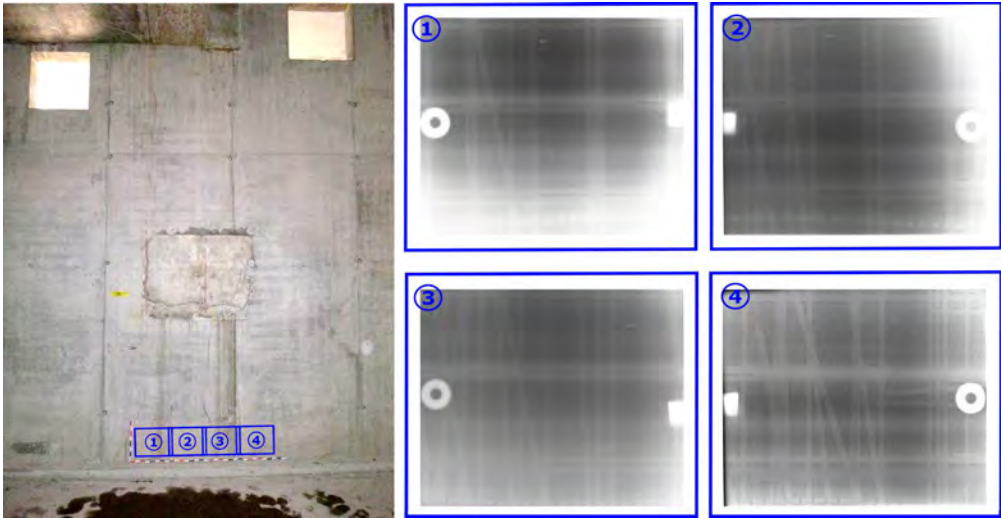


Bild 11: Radiographien der Stahlbetonwand

maßstäben Abbildungen von Stabdurchmessern und Stababständen. Strahlerseitige und detektorseitige Bewehrung können aufgrund der unterschiedlichen Vergrößerung eindeutig unterschieden werden. Per Strahlensatz kann auf die wahre Größe rückgerechnet werden, vgl. Skizze in Abschnitt 2.3. Der Stabdurchmesser der vertikalen Bewehrung kann somit zu 9 mm bestimmt werden. Eine Nachmessung der tatsächlichen Betondeckung mit magnetischen Verfahren [18] kann die Genauigkeit bei Bedarf (im vorliegenden Beispiel nicht erforderlich) weiter erhöhen.

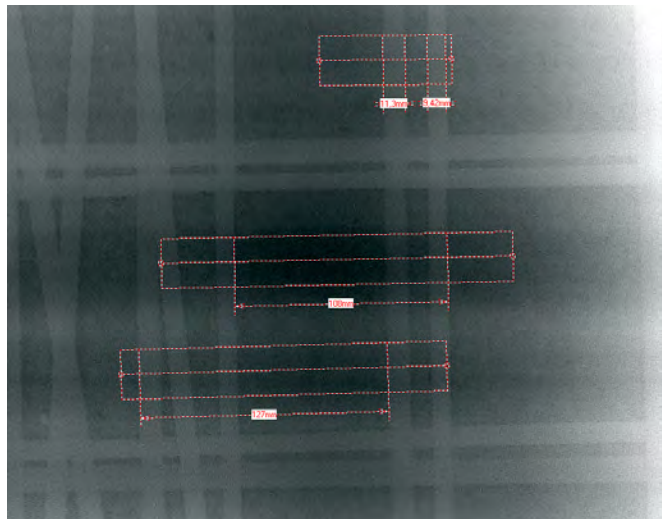


Bild 12: Vermaßtes Röntgenbild, hier: Teilbild Nr. 2 aus Bild 11

Bei den Stababständen gilt dasselbe Vergrößerungsprinzip. Der horizontale Abstand beträgt folglich 10 cm, der vertikale Abstand 15 cm¹. Somit konnte im vorliegenden Praxisbeispiel die Mattenbewehrung eindeutig als Q636 identifiziert und eindeutig das Fehlen der Druckzulagebewehrung nachgewiesen werden.

2.3 Korrosionsfortschritt an Stützenfüßen

Im Sinne einer Machbarkeitsstudie wurden erste Röntgenuntersuchungen an Stützenfüßen aus Stahlbeton durchgeführt, um an den hinsichtlich Depassivierung infolge Chlorideintragens und Dekarbonatisierung besonders

¹ Angaben zu den Stababständen können (teilweise) auch den Radar- und Ultraschallmessungen entnommen werden.

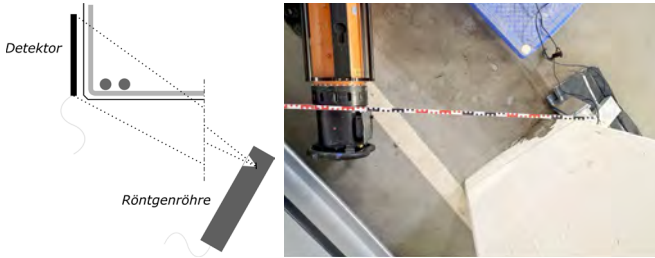


Bild 13: Versuchsaufbau für die Durchstrahlung von Stützecken für den Zustandsnachweis des Eckeisens (Horizontalschnitt) und Prüfaufbau vor Ort

möglich und bietet sich daher auch für großformatige Bauteile an. Die folgenden Bilder zeigen erste Zwischenergebnisse der laufenden Machbarkeitsstudie zum Zeitpunkt der Beitragserstellung Mitte März 2023.

Die Bilder 13 und 14 zeigen exemplarisch den Versuchsaufbau einer solchen Prüfung, das Röntgenbild und eine Skizze der abgebildeten Eisen. Im Röntgenbild sind der Fußbereich der Stütze mit vertikalem Eckeisen (Nr. (4) in Bild 14), augenscheinlich zusammengeschobenen Bügeln (ggf. Bügelschloss und zweiter Bügel, Nr. (5)) sowie ein weiteres Vertikaleisen (außenliegende Rippfung erkennbar) zu erkennen.

gefährdeten Eckeisen etwaige Querschnittsverluste ohne Bauteilöffnung feststellen zu können (Bild 13). Dies kann insbesondere bei hochbelasteten (ggf. rechnerisch überbelasteten), augenscheinlich schadhaften Stützen von Interesse sein, bei denen eine weitere Schwächung des Betonquerschnitts möglichst zu vermeiden ist. Nebenbei ist die sichere, exakte Bestimmung von Bewehrungsdurchmessern möglich (vgl. Abschnitt 2.2). Eine Durchstrahlung übereck ist unabhängig von Länge und Breite der Stütze

Das Röntgenbild zeigt deutlich das Eckeisen mit augenscheinlich vollständig intaktem Querschnitt über die gesamte abgebildete Höhe. Die Rippfung des Vertikaleisens (per Rückrechnung der Bildvergrößerung (Strahlensatz) zu 28 mm Durchmesser bestimmt) ist vollständig erhalten und weist auch im unteren Bereich keine Auffälligkeiten auf, die auf flächigen Korrosionsabtrag oder Lochfraß hindeuten würden. Die Projektion der inneren (rechten) Rippfung auf dem Detektor ist geringfügig überlagert mit der äußeren (linken) Rippfung des nebenstehenden Vertikaleisens (vgl. Skizze in Bild 14). Hier sind ebenfalls keine Auffälligkeiten feststellbar. Eine Bauteilöffnung konnte diese zerstörungsfrei erlangten Erkenntnisse bestätigen.

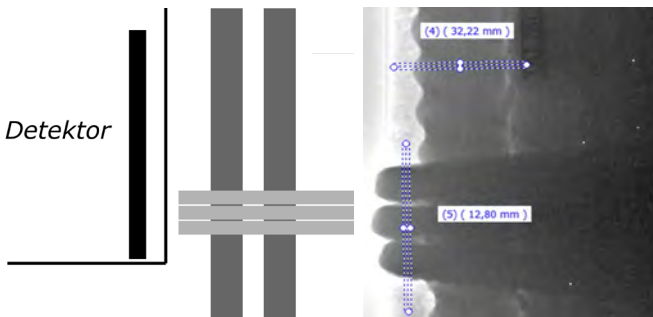


Bild 14: Versuchsaufbau für die Durchstrahlung von Stützecken für den Zustandsnachweis des Eckeisens (Vertikalschnitt) und zugehöriges Röntgenbild der Stützecke mit vermaßter Bewehrung

Im Rahmen der Studie sind weitere Untersuchungen an Stützen mit tatsächlich vorhandenen Querschnittsverlusten vorgesehen.

3 Zusammenfassung/Ausblick

Die Radiographie hat das Potential, im Werkzeugkasten der ZfPBau-Methoden einen hohen Stellenwert einzunehmen. Die direkte Bildgebung ermöglicht die Identifikation und exakte Vermaßung von Bewehrung, Spanngliedern und Einbauteilen. Im Denkmalschutz, bei gerichtlichen und außergerichtlichen Beweisfragen mit Anspruch an eine hohe Aussage-sicherheit und bei erheblich standsicherheits-relevanten oder geschädigten Bauteilen kann die Radiographie alternativlos sein, auch weil sie zusätzlich berührungslos ist.

Um das Verfahren in der ZfPBau zu etablieren, wurde der Unterausschuss Durchstrahlungsprüfung der DGZfP reaktiviert. Zunächst soll das Merkblatt B1 neu aufgelegt werden. Eine Aufnahme des Verfahrens in zukünftige Auflagen der DIN 4871 ist bei zunehmender Praxisrelevanz des Verfahrens anzustreben.

Literatur

- [1] Schulze, S.: Radiographie im Bauwesen – Einsatzmöglichkeiten in der Praxis im Rahmen der ZfPBau. Beton- und Stahlbetonbau 117 (2022) 12, S. 1008–1017 – DOI: 10.1002/best.202200094
- [2] Röntgen, W. C.: Über eine neue Art von Strahlen. Physikalisches Institut der Universität Würzburg, 1897.
- [3] Vogt, H.-G.; Vahlbruch, J.-W.: Grundzüge des praktischen Strahlenschutzes. München: Carl Hanser, 2019.
- [4] DIN EN ISO 9712:2022-09: Zerstörungsfreie Prüfung – Qualifizierung und Zertifizierung von Personal der zerstörungsfreien Prüfung (ISO 9712:2021); Deutsche Fassung EN ISO 9712:2022.
- [5] DIN 4871:2022-09: Zerstörungsfreie Prüfung – Qualifizierung von Personal der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen (ZfPBau).
- [6] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): ZTV-ING: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 7 Tunnelbau, Abschnitt 1 Geschlossene Bauweisen, Anhang A Richtlinie für die Anwendung der zerstörungsfreien Prüfung von Tunnelinnenschalen (RI-ZFP-TU). Berlin, 2022.
- [7] Redmer, B.; Likhatchev, A.; Weise, F.; Ewert, U.: Location of Reinforcement in Structures by Different Methods of Gamma-Radiography. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP, Hrsg.): Proc. of Int. Symp. Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2003, 16.–19.09.2003 in Berlin, Berlin, 2003.

- [8] Maierhofer, C.; Röllig, M.; Hasenstab, A.; Schönitz, A.: Praktische Anwendung der aktiven Thermografie zur Untersuchung von Stahlbetonbauteilen. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP, Hrsg.): Tagungsband zur Fachtagung Bauwerksdiagnose, 21./22.02.2008 in Berlin, Berlin, 2008, paper zum Poster 13.
- [9] Kaschmierzeck, K.-D.; Kapphahn, G.; Liesaus, R.: Durchstrahlungsprüfung im Bauwesen – Erfahrungen aus der Praxis. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP, Hrsg.): Tagungsband zur Fachtagung Bauwerksdiagnose 1999, 21./22.01.1999 in München, Berlin, 1999, paper zu Poster 11.
- [10] Pohl, E.: Kerntechnik im Bauwesen. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1964.
- [11] Schulze, S.: Untersuchung von Spannbetonkonstruktionen mit bildgebenden Ultraschallecho-Verfahren. Diss., Technische Universität Berlin, 2017.
- [12] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): DGZfP-Merkblatt B1: Merkblatt für die Durchstrahlungsprüfung von Stahlbeton und Spannbeton. Berlin, 1990 (zurückgezogen).
- [13] Gesetz (StrlSchG, 2017) und Verordnung (StrlSchV, 2021) zum Schutz vor der schädlichen Wirkung ionisierender Strahlung.
- [14] DIN 54113-1:2018-01: Zerstörungsfreie Prüfung – Strahlenschutzregeln für die technische Anwendung von Röntgeneinrichtungen bis 1 MV – Teil 1: Sicherheitstechnische Anforderungen und Prüfungen für Herstellung, Errichtung und Betrieb.
- [15] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (DBV, Hrsg.): Merkblätter Bauen im Bestand: Beton und Betonstahl. Berlin, 2016.
- [16] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): DGZfP-Merkblatt B10: Merkblatt über das Radarverfahren zur zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen. Berlin, 2008.
- [17] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): DGZfP-Merkblatt B04: Ultraschallverfahren zur zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen. Berlin, 2008.
- [18] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): DGZfP-Merkblatt B02: Zerstörungsfreie Betondeckungsmessung und Bewehrungsart an Stahl- und Spannbetonbauteilen. Berlin, 2021.

Bildquellen

Bild 1 links: gemeinfrei; entnommen bei: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:X-ray_by_Wilhelm_Röntgen_of_Albert_von_Kölliker's_hand_-_18960123-02.jpg

Bild 1 rechts: entnommen bei <https://www.iis.fraunhofer.de/de/ff/zfp/forschungsthemen/kulturerbeforschung/jagdgewehr.html>

Bild 2: Arch. Peter Appel, Nordstemmen

Bilder 3–7, 8 links, 9–13: bauray GmbH

Bild 8 rechts: AWD Ingenieure, Köln

Das Potenzial der Spektralanalyse für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss im Bestand

Dr.-Ing. Volker Wetzki¹, cand. ing. Christian Quos B.Sc.²

¹ BTU Cottbus-Senftenberg

² TU Dresden

KURZFASSUNG

Im Zusammenhang mit Sanierungsmaßnahmen an bestehenden Brückentragwerken muss auch der Zustand ihrer Lager bewertet werden. Im Falle historischer Brückenlagertechnik bleiben hierbei oft Fragen unbeantwortet, zum Beispiel zu den Möglichkeiten einer zerstörungsfreien Beurteilung des Lagerwerkstoffs. Am Beispiel des ab etwa 1880 zunehmend für Lager verwendeten Werkstoffs Stahlguss – früher zumeist Stahlformguss – verfolgt der Beitrag den Ansatz, die mittels Spektralanalyse ermittelte Werkstoffrezeptur als Ausgangspunkt für zentrale Aussagen zur Werkstofffestigkeit zu nutzen. Der Artikel erläutert die Methodik, diskutiert Ergebnisse des Vorgehens und zeigt eine interessante Option für eine quasi zerstörungsfreie Werkstoffuntersuchung auf.

1 Einleitung

Bereits auf dem 9. und 10. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen wurden aus dem Umfeld des Forschungsvorhabens *Historische eiserne und stählerne Brückenlager – Ihre Geschichte und Möglichkeiten des Erhalts* [1] jeweils zerstörungsarme Zugänge zur Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss vorgestellt und der Kontext des Forschungsvorhabens erläutert [2], [3]. Ergänzend hierzu thematisiert der vorliegende Beitrag das Potenzial eines – quasi – zerstörungsfreien Zugangs zum historischen Werkstoff.

2 Anlass und Ziel der Untersuchungen

Im Umfeld der Literaturrecherchen zu [1] fielen historische Ansätze auf, allein auf Grundlage der chemischen Zusammensetzung von Stahlguss auf die Bruchfestigkeit des Endprodukts zu schließen. Diese praktisch in Vergessenheit geratenen Zugänge zum Werkstoff stammten aus dem deutschsprachigen und angelsächsischen Raum.

Im Zusammenhang mit der Erarbeitung einer Untersuchungsmethodik für die nunmehr historische Lagertechnik ist dieser Zugang aufgegriffen worden. Es galt zu untersuchen, inwieweit mittels der heutigen technischen Möglichkeiten und ggf. in situ am eingebauten Lager die Werkstoffrezeptur ermittelt und für verlässliche Aussagen zur Materialfestigkeit genutzt werden kann.

3 Methodischer Ansatz

Die Untersuchungen waren durch ein dreistufiges Vorgehen gekennzeichnet:

- (a) Im Sinne einer Fallstudie wurde bereits 2013 die prinzipielle Wirkkraft der in historischer Fachliteratur recherchierten Formeln an zunächst baugleichen Brückenlagern aus historischem Stahlguss geprüft [4]. Zusammen mit der Erweiterung der Referenzmasse erfolgte eine erste Selektion der recherchierten Formeln.
- (b) Nach dem vielversprechenden Ausgang von (a) bot sich erst 2020 die Möglichkeit für eine weiterführende Studie [5] an einer nun werkstofflich und typologisch breiter

aufgestellten Untersuchungsmasse. Nach einer Überprüfung der Ergebnisse aus (a) wurde die dort bereits empfohlene historische Formel systematisch weiterentwickelt.

- (c) In Vorbereitung der vorliegenden Publikation ist aus den Erkenntnissen der Vorarbeiten eine Formel abgeleitet worden, welche der in der Praxis vorkommenden werkstofflichen Breite bestmöglich Rechnung trägt.

4 Erste Studie

Zunächst konnten im Rahmen einer Literaturrecherche zum Thema fünf historische Formeln zusammengetragen werden, die hinsichtlich ihrer Anwendung teils zwischen saurem und basischem Stahlformguss gemäß bauzeitlicher Terminologie unterschieden, Tabelle 1.

Die Formeln ähnelten sich in ihrem Aufbau und bestanden im Wesentlichen aus zumeist aufsummierten Termen, in denen die chemischen Begleitelemente durch Faktoren gewichtet wurden. Letztere entstammten der Annahme, „dass die genannten Elemente die Reißfestigkeit in einem einfachen Verhältnisse zu der vorhandenen Atomzahl beeinflussen“ [6], S. 45. Exemplarisch sei hier Jüptners Formel Nr. 3 für die Berechnung der Bruchfestigkeit σ_{Br} genannt, welche sich im Ergebnis der Untersuchungen als der vielversprechendste Ansatz herauskristallisieren sollte:

$$\sigma_{Br} \left[\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \right] = A + \frac{200}{3} \cdot C + \frac{200}{7} \cdot Si + \frac{200}{14} \cdot Mn + \frac{200}{8} \cdot P + \frac{200}{16} \cdot Cu - \frac{200}{8} \cdot S \quad (1)$$

Diese Formel des österreichischen Chemikers und Wegbereiters der wissenschaftlichen Metallurgie Hans Jüptner von Jonstorff (1853–1941) besaß ihren Ursprung in einer bereits vor 1900 veröffentlichten und noch auf wenige Elemente begrenzten Ausgangsformel (s. [6], S. 45), welche gemäß Jüptner in deutschen und französischen Eisenwerken bereits gute Anwendung fand und im Peiner Walzwerk um das Element Phosphor erweitert worden war. Jüptner selbst ergänzte um 1900 schließlich noch Kupfer und Schwefel, letzteren jedoch festigkeitsmindernd. Für Kupfer empfahl er einen auf 50 % reduzierten Einfluss, s. [7], S. 941. Interessanterweise sollte die „v. Jüptnersche Formel“ ein Vierteljahrhundert später im Lehrbuch der Eisenhüttenkunde mit 100-prozentigem Kupfer einfluss gemäß Gleichung (1) publiziert werden, [8], S. 773.

Für die Anwendung der Formeln an historischem Lagerwerkstoff standen aus dem Umfeld von [1] ausgewertete und publizierte Datensätze zur chemischen Zusammensetzung sowie zur Werkstofffestigkeit aus umfangreichen Untersuchungen an historischen Lagern – durchgeführt an der BAM in Berlin – zur Verfügung. Die thematisierten Lagertypen veranschaulicht Bild 1; über Details zur Probenentnahme und den Ergebnissen der Datenanalyse berichtet [11].

Lfd. Nr.	Urheber	Geltungsbereich			Veröffentlicht
		Sauer	Basisch	Beides	
1	v. Jüptner			x	1896, [6]
2	v. Jüptner			x	1900, [7]
3	v. Jüptner			x	1900, [7], [8]
4.1	Campbell	x			1904, [9]
4.2	Campbell		x		1904, [9]
5.1	N. N.	x			1905, [10]
5.2	N. N.		x		1905, [10]

Tabelle 1: Zusammenstellung der historischen Ansätze (nach [5], S. 11)

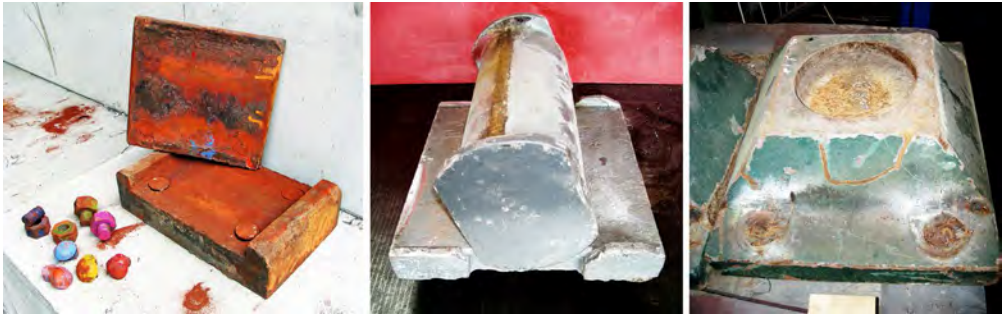


Bild 1: Untersuchungsmasse für Studie 1

Zunächst sollte die Wirkkraft der Formeln am Werkstoff von zehn baugleichen Gleitlagern erprobt werden, die im Zuge der Sanierung der um 1910 errichteten Hochbahnlinie U2 in Berlin-Prenzlauer Berg gesichert worden waren (Bild 1, links). Als Auffälligkeit sei der vergleichsweise hohe Kohlenstoffgehalt der Lagerwerkstoffe erwähnt, der durchweg um etwa 0,5 Masse-% schwankte und mit entsprechend hohen Festigkeiten einherging. Unter Verwendung einer Konstante $A = 9$ lieferte insbesondere Gleichung (1), Formel Nr. 3 gem. Tabelle 1, bereits in ursprünglicher Form vielversprechende Ergebnisse, wichen doch die errechneten von den Referenzfestigkeiten um im Mittel lediglich 14 N/mm^2 ab, s. Bild 2, Proben 1–10.

Zur Erhöhung der Aussagekraft ist Formel Nr. 3 daraufhin an zwei weiteren historischen Lagerwerkstoffen angewendet worden, die sich vor allem werkstofflich mit einem deutlich ge-

ringeren Kohlenstoffanteil im Gefüge als auch typologisch und bauzeitlich von den Lagern der ersten Untersuchungsschleife unterschieden. So war das Einrollenlager gemäß Bild 1, Mitte um 1905 gegossen worden und konnte bei der Sanierung des Wiesbadener Hauptbahnhofs gesichert werden; analysiert wurde die untere Lagerplatte. Zusätzlich standen die Untersuchungsdaten eines Punktkipplagers aus der Verlängerung des Berliner Hochbahnviadukts U2 in den späten 1920er Jahren zur Verfügung (Bild 1, rechts); auch hier beschreibt [11] detailliert beide Werkstoffuntersuchungen. Selbst für die nun deutlich geringeren Festigkeiten überzeugte Formel Nr. 3 (Bild 2, Proben 11, 12). Der augenscheinlich große Abstand bei Probe 12 beträgt lediglich etwa 6 %.

Als wesentliches Ergebnis dieser ersten Studie konnte bilanziert werden, dass sich die historischen und in Vergessenheit geratenen Ansätze sehr gut für eine Abschätzung der Werkstofffestigkeit allein auf Grundlage der verwendeten Rezeptur eignen. Zudem ließ die favorisierte Formel Nr. 3 weiteres Optimierungspotenzial erkennen; unter Nutzung dieser lag die errechnete Festigkeit aus ingenieurpraktischer Sicht zumeist auch auf der sicheren Seite. Vor diesem Hintergrund war angeraten, die Wirkkraft der Formel an einer breiter aufgestellten Auswahl an historischem

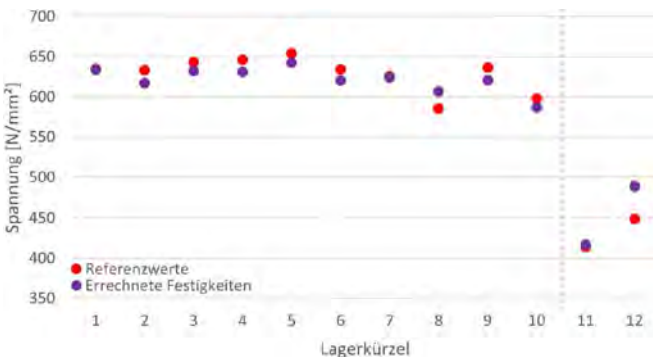


Bild 2: Gegenüberstellung der Zugfestigkeit von Referenzwerten sowie errechneten Werten nach Formel Nr. 3, [4]



Bild 3: Auswahl der angelieferten Lager für die zweite Studie

Stahlguss zu validieren und gegebenenfalls weiterzuentwickeln.

5 Zweite Studie [12]

Aus dem Bestand von [1] wurden im Frühjahr 2020 insgesamt 16 Lager von der BAM Berlin an die BTU Cottbus-Senftenberg zum Zwecke weiterer Untersuchungen überführt (Bild 3). Zunächst waren aus diesem Bestand Lagerteile für eine detaillierte Analyse auszuwählen, wobei es auf bauzeitliche, typologische und vor allem werkstoffliche Vielfalt ankam. Etwaige Bolzen und Walzen waren vorab ausgeschlossen worden, da es sich hierbei i. d. R. um ausgeschmiedeten und abgedrehten Stahl und nicht um Stahl(form)guss handelt.

Für die Analyse der Werkstoffrezeptur wurden die Stahlgussteile aller Lager mit mindestens zwei Probestellen präpariert und hierfür die äußere Farb- bzw. Rostschicht sowie die darunterliegende Zunder- sowie eine erfahrungsgemäß etwa 1 mm starke, entkohlte Schicht abgeschliffen (Bild 4, links) und zudem unmittelbar vor den Einzelmessungen etwaiger Flugrost

entfernt. Die Analyse der Werkstoffrezeptur erfolgte an diesen Probestellen mittels Funkenpektrometer (OES) PMI-MASTER Pro, Fa. Oxford Instruments (Bild 4, Mitte) mit jeweils mehreren Einzelmessungen je Probestelle.

Hierbei offenbarten sich Schwierigkeiten beim Zugang zum Werkstoff. So wurden wichtige Elemente wie Phosphor und Schwefel nicht durchgängig ausgewiesen, zuweilen versagten Einzelmessungen – gut sichtbar durch gänzlich weiße Brennpunkte, wie etwa in Bild 4, rechts zu sehen. An einzelnen Probestellen gelang trotz Nachschleifens gar keine Einzelmessung. Im Ergebnis eigneten sich die Messungen nicht als verlässliche Grundlage zur Validierung der Formeln, wohl aber für die weitere Eingrenzung der Untersuchungsmasse. Zu guter Letzt wurden acht Lagerteile für die vertiefte Werkstoffanalyse und Formelvalidierung ausgewählt.

5.1 Werkstoffanalyse

Angesichts dieser Erkenntnis musste für eine belastbare Ermittlung der Werkstoffrezeptur auf die stationäre Glimmentladungsspektro-



Bild 4: Eingrenzung der Untersuchungsmasse

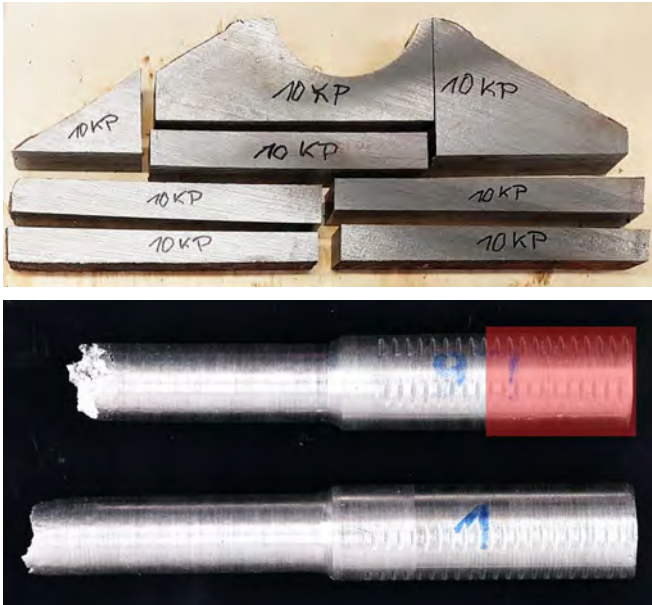


Bild 5: Verortung der Proben

Durchmesser von 10 mm gefertigt und in der Forschungs- und Materialprüfanstalt der BTU nach Verfahren A gemäß ISO 6892 [14] gezogen worden. Unterstützend für die Interpretation der Ergebnisse fertigte der Fachbereich Metallkunde und Werkstofftechnik der BTU zudem Gefügeschliffe. Für werkstoffliche Nähe zum gerissenen Bereich erfolgte hierfür die Probenentnahme im Nachgang der Zugversuche aus dem mechanisch unveränderten Bereich der Proben (Bild 5, unten).

Tabelle 2 stellt Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen bauteilbezogen zusammen. Im linken Teil ist die chemische Zusammensetzung aufgelistet, rechts die Ergebnisse der mechanischen Zugprüfung mit R_m als Zugfestigkeit und $R_{e,p}$ als Streck- bzw. Dehngrenze. Es sind jeweils Mittelwerte und Standardabweichung angegeben.

Neben den beabsichtigten variierenden C-Gehalten seien als Auffälligkeiten (farbig hinterlegt in Tabelle 2) genannt: skopie (GDOES) am Leichtbauforschungszentrum der BTU ausgewichen werden. Die Messungen fanden im November 2020 am Gerät SPECTRUMA GDA 650 HR (Fa. SPECTRO Analytical Instruments) am Verschnitt aus der Zugprobenherstellung statt, wobei der Mittelwert aus jeweils sechs Einzelmessungen zur weiteren Verwendung gebildet wurde.

tet, rechts die Ergebnisse der mechanischen Zugprüfung mit R_m als Zugfestigkeit und $R_{e,p}$ als Streck- bzw. Dehngrenze. Es sind jeweils Mittelwerte und Standardabweichung angegeben. Neben den beabsichtigten variierenden C-Gehalten seien als Auffälligkeiten (farbig hinterlegt in Tabelle 2) genannt:

Die Zugproben (je 5 pro Lagerbauteil, vgl. Bild 5, oben) waren bereits im Sommer/Herbst als Form A gemäß DIN 50125 [13] mit einem

- hohe Mn-Gehalte insbesondere der Lagerwerkstoffe 2 und 7,
- hohe Ni-Werte der beiden Werkstoffe von Lager 14,

Tabelle 2: Probenbezeichnung und Ergebnisse der Werkstoffanalyse mit Standardabweichung σ , nach [5], Anlage 5

	Chemische Analyse Bestandteile in [%]									Mechanische Analyse Festigkeiten in [N/mm ²]		
	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	Al	R_m	$R_{e,p}$	$R_{e,p}/R_m$
ZOLP – Lager Nr. 2, untersuchtes Bauteil: obere Lagerplatte, gegossen etwa 1910												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									4 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,246	1,561	0,215	0,05	0,137	0,007	0,034	0,247	0,014	486	285	0,59
Standardabweichung σ	0,016	0,161	0,046	0,001	0,009	0,000	0,001	0,002	0,001	12,8	1,2	–

	Chemische Analyse Bestandteile in [%]									Mechanische Analyse Festigkeiten in [N/mm ²]		
	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	Al	R _m	R _{e,p}	R _{e,p} /R _m
6P – Lager Nr. 6, untersuchtes Bauteil: Pendel, gegossen etwa 1930												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									4 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,193	0,634	0,373	0,113	0,216	0,020	0,044	0,270	0,024	428	218	0,51
Standardabweichung σ	0,021	0,053	0,029	0,011	0,011	0,001	0,002	0,004	0,002	4,0	2,4	-
7KP – Lager Nr. 7, untersuchtes Bauteil: Kippplatte, gegossen etwa 1910												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									5 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,213	1,534	0,117	0,079	0,208	0,007	0,035	0,231	0,025	430	249	0,58
Standardabweichung σ	0,021	0,043	0,003	0,013	0,031	0,000	0,001	0,003	0,004	34,5	22,9	-
9KP – Lager Nr. 9, untersuchtes Bauteil: Kippplatte, gegossen etwa 1910												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									5 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,430	0,929	0,423	0,039	0,033	0,016	0,028	0,185	0,018	563	244	0,43
Standardabweichung σ	0,034	0,030	0,003	0,002	0,003	0,000	0,001	0,002	0,001	6,3	5,8	-
10KP – Lager Nr. 10, untersuchtes Bauteil: Kippplatte, gegossen etwa 1910												
	5 Einzelmessungen an 2 Messstellen									5 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,396	0,666	0,396	0,066	0,053	0,032	0,032	0,243	0,029	570	268	0,47
Standardabweichung σ	0,025	0,007	0,007	0,004	0,002	0,001	0,001	0,001	0,003	5,3	4,0	-
14KP – Lager Nr. 14, untersuchtes Bauteil: Kippplatte, gegossen etwa 1910												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									5 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,256	1,023	0,448	0,039	0,065	0,094	0,179	0,270	0,013	515	272	0,53
Standardabweichung σ	0,009	0,014	0,012	0,002	0,005	0,001	0,002	0,002	0,001	6,7	3,6	-
14OLP – Lager Nr. 14, untersuchtes Bauteil: obere Lagerplatte, gegossen etwa 1910												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									5 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,220	0,768	0,336	0,014	0,038	0,064	0,140	0,280	0,019	428	236	0,55
Standardabweichung σ	0,027	0,011	0,004	0,001	0,003	0,000	0,003	0,001	0,001	3,7	8,6	-
15KP – Lager Nr. 15, untersuchtes Bauteil: Kippplatte, gegossen etwa 1927												
	6 Einzelmessungen an 2 Messstellen									5 aus 5 Einzelmessungen verwertbar		
Mittelwert	0,387	0,635	0,383	0,019	0,024	0,032	0,045	0,291	0,021	495	242	0,49
Standardabweichung σ	0,022	0,015	0,004	0,003	0,006	0,001	0,002	0,002	0,002	5,4	10,2	-

- hohe S-Gehalte der Lagerwerkstoffe 6 und 7, aber auch 2.

Mit Bezug auf die ermittelten Zugfestigkeiten seien die geringen Streuungen der jeweiligen Einzelwerte genannt, als Ausreißer jedoch die

- hohe Streuung der Einzelwerte vom Lagerwerkstoff 7.

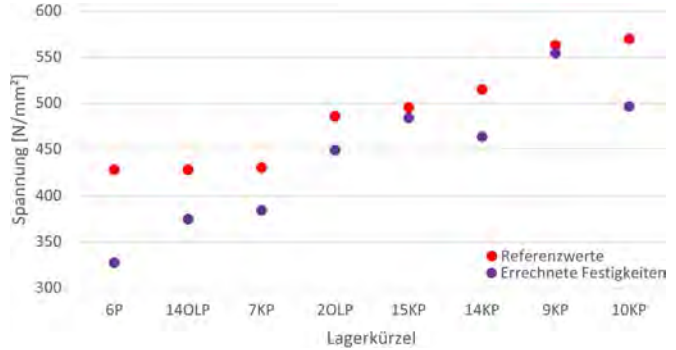


Bild 6: Prüfung der Ausgangsformel

5.2 Kalibrierung der Formeln

Die historischen Formeln – auch die Jüptnerische Formel gemäß Gleichung (1) – waren mit einer Konstante A kalibriert worden, „die den verschiedenen Umständen der Wärmebehandlung [...] Rechnung tragen soll. Da diese nicht mit genügender Genauigkeit zu erfassen sind, so besteht schon dadurch eine Unzuverlässigkeit“ [8], S. 773, lesen wir bereits zeitgenössisch im Zusammenhang mit der Veröffentlichung von Gleichung (1). Infolge dieser herstellereigenspezifischen Unbekannten war die Konstante für die weitere Betrachtung ersatzlos gestrichen worden:

$$\sigma_{Br} \left[\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \right] = \frac{200}{3} \cdot C + \frac{200}{7} \cdot Si + \frac{200}{14} \cdot Mn + \frac{200}{8} \cdot P + \frac{200}{16} \cdot Cu - \frac{200}{8} \cdot S \quad (2)$$

Vor weiteren Schritten sollte Gleichung (2) an den acht untersuchten Werkstoffen erprobt werden. Das analytische Vorgehen hierfür sei am Beispiel des Werkstoffs 15 aufgezeigt:

$$\sigma_{Br} \left[\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \right] = \frac{200}{3} \cdot 0,387 + \frac{200}{7} \cdot 0,383 + \frac{200}{14} \cdot 0,635 + \frac{200}{8} \cdot 0,019 + \frac{200}{16} \cdot 0,291 - \frac{200}{8} \cdot 0,024$$

$$\sigma_{Br} = 49,32 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}} \sim 484 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

< 495 $\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ aus den Zugversuchen.

Bild 6 stellt die Ergebnisse für die Lagerwerkstoffe gegenüber. Erwartungsgemäß musste

der Wegfall eines Terms der Gleichung die Abstände zwischen errechneten und gemessenen Festigkeiten gegenüber Bild 2 zunächst erhöhen. Gleichwohl zeigten wenige Lagerwerkstoffe bereits eine gute Übereinstimmung. Die wesentlichen Schritte zur Optimierung der Formel lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Eliminierung des Einflusses von Schwefel.** Da Schwefel als einziger „subtrahierter“ Term in die Gleichung (2) einging, musste dessen Streichung aus der Formel werkstoffübergreifend zu einer Annäherung der Werte führen. Zudem war dieser Schritt durch die auffallend hohen S-Werte der Werkstoffe 6, 7 und 2 geboten, die gleichzeitig große Abweichungen im Diagramm aufwiesen.
- Ergänzung des Einflusses von Nickel und Chrom.** Die Ergänzung der Formel um diese Begleitelemente mitsamt ihrer festigkeitsfördernden Wirkung war prinzipiell angezeigt, da beide Elemente infolge der beim Siemens-Martin-Verfahren üblichen Schrottbeimischungen selbst bei unlegiertem Stahlguss ggf. in wirksamen Größenordnungen auftreten konnten. So waren z. B. die Abweichungen im Bild 6 bei den beiden Teilen des Lagers 14 ganz wesentlich auf die auffallend hohen Nickelwerte in den Rezepturen des Lagers 14 zurückzuführen.

Unter Berücksichtigung des Ortsfaktors zur Umrechnung der Einheit folgt als Gleichung (3):

$$\sigma_{Br} \left[\frac{N}{mm^2} \right] = 9,81 \left[\frac{N}{kg} \right] \cdot \left(\frac{200}{3} \cdot C + \frac{200}{7} \cdot Si + \frac{200}{14} \cdot Mn + \frac{200}{8} \cdot P + \frac{200}{16} \cdot Cu + \frac{200}{15} \cdot Ni + \frac{200}{13} \cdot Cr \right) \left[\frac{kg}{mm^2} \right] \quad (3)$$

Die Einbeziehung weiterer Elemente erschien zunächst nicht geboten, da solche in unlegiertem Stahlguss in keinen nennenswerten Größenordnungen zu erwarten waren. Gleichwohl fand im Sinne eines Feintunings eine letzte Korrektur statt:

- **Berücksichtigung der exakten Atomgewichte.** Angesichts der heutigen Rechenhilfsmittel können die seinerzeit gerundeten durch die exakten Atomgewichte ersetzt werden, so dass nach wenigen Umstellungen folgt, [18]:

$$\sigma_{Br} \left[\frac{N}{mm^2} \right] = 9,81 \cdot 800 \cdot \left(\frac{1}{12,011} \cdot C + \frac{1}{28,085} \cdot Si + \frac{1}{54,938} \cdot Mn + \frac{1}{30,974} \cdot P + \frac{1}{63,546} \cdot Cu + \frac{1}{58,693} \cdot Ni + \frac{1}{51,996} \cdot Cr \right) \quad (4)$$

Der Schritt zu Gleichung (4) erscheint vor dem Hintergrund noch zu diskutierender Unschärfen akademisch, er führt gleichwohl jedoch zu einer lohnenswerten Korrektur, die sich z. B. am Lagerwerkstoff 6 wie folgt darstellt:

$$\sigma_{Br}^{[Gleichung (3)]} = 384 \frac{N}{mm^2} < 392 \frac{N}{mm^2} = \sigma_{Br}^{[Gleichung (4)]}$$

Bild 7 stellt die errechneten den im Zugversuch ermittelten Festigkeiten gegenüber. Bis auf wenige Ausnahmen bildet Gleichung (4) als Ergebnis von [5] jene nahezu punktgenau ab.

6 Zusammenführung der Erkenntnisse

Im Nachgang ist die Passgenauigkeit von Gleichung (4) für kohlenstoffreiche Stahl-

güsse geprüft worden, wie sie für die im Punkt 4 thematisierte, erste Studie die Grundlage bildeten. Wider Erwarten musste hierbei festgestellt werden, dass Gleichung (4) die vergleichsweise hohen Festigkeiten dieser Stähle teils deutlich unterschätzte. Die erneute Analyse der Rezepturen legte zwei weitere Anpassungen der Formel nahe:

- **Ergänzung des Elements Aluminium.** Seit dem späten 19. Jahrhundert nutzte man Silizium und Mangan – bald auch Aluminium infolge seiner Affinität zu Sauerstoff [15], S. 58 – als Desoxydationsmittel für einen blasenarmen bzw. -freien Guss [16], S. 119 f. Insofern sind nennenswerte Al-Anteile in historischen Stahlgüssen keine Seltenheit, die zudem festigkeitsfördernd wirken.
- Vor allem aber ist der **Einfluss des Kohlenstoffs** als das zentrale gefügebestimmende Element um 10 % erhöht worden.

Gleichung (5) bildete als finale Variante der Formel die Grundlage für die Gegenüberstellung errechneter und gemessener Festigkeiten im Bild 8.

$$\sigma_{Br} \left[\frac{N}{mm^2} \right] = 9,81 \cdot 800 \cdot \left(\frac{1,1}{12,011} \cdot C + \frac{1}{28,085} \cdot Si + \frac{1}{54,938} \cdot Mn + \frac{1}{26,982} \cdot Al + \frac{1}{30,974} \cdot P + \frac{1}{63,546} \cdot Cu + \frac{1}{58,693} \cdot Ni + \frac{1}{51,996} \cdot Cr \right) \quad (5)$$

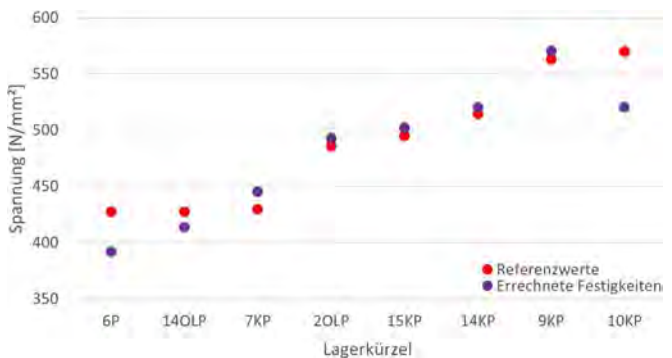


Bild 7: Gegenüberstellung der Werte im Ergebnis von Studie 2, [5]

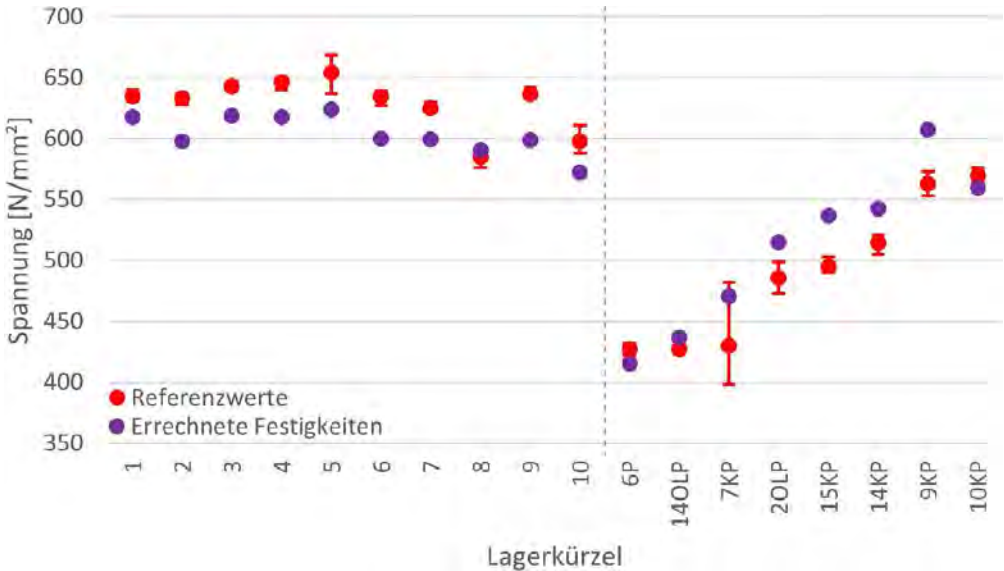


Bild 8: Gegenüberstellung der finalen Kalibrierung und der im Zugversuch ermittelten Festigkeiten mit deren Streuung (infolge unvollständiger Rezeptur ohne Proben 11 und 12 gemäß Bild 2)

Gleichung (5) bildete die Festigkeiten über ein breites werkstoffliches Spektrum allein auf Grundlage der Rezeptur gut ab. Die Abweichung erreichte ein absolutes Maximum mit 44 N/mm² am Lager 15KP sowie ein relatives Maximum mit etwa 9,5 % bei Probe 7KP. Sie lag über beide Datensätze stets unter 10 % und im Mittel unter 5 %. Insgesamt fällt auf, dass die Gleichung die Festigkeiten der kohlenstoffärmeren Stahlgüsse überbewertet, die der kohlenstoffreicheren hingegen unterbewertet.

7 Unschärfen

Ungeachtet der insgesamt überzeugenden Ergebnisse sei auf Randbedingungen verwiesen, welche die vorsichtige Anwendung des hier skizzierten Ansatzes nahelegen.

7.1 Eingangswerte

Die Formel setzt verlässliche Eingangswerte voraus! Der ursprüngliche Ansatz der Autoren, selbige mittels einer mobilen Spektroskopie zu erfassen, musste aus im Punkt 5 genannten Gründen aufgegeben werden. Die daraufhin

anhand der stationären Spektroskopie ermittelten, vollständigen Datensätze erwiesen sich im Zusammenhang mit der Logik der erarbeiteten Formel sowie den im Versuch ermittelten Festigkeiten als belastbare Arbeitsgrundlage. Gleichwohl sind die Ausgabewerte stets maßgeblich von Anzahl und Charakter der eingelesenen Referenzproben abhängig, an denen das Messgerät die Spektralanalyse jeweils kalibriert. Für die zweite Studie muss zum Beispiel festgehalten werden, dass das verwendete Gerät (vgl. Punkt 5.1) zwar an einer großen Vielzahl, lediglich jedoch an modernen Stahlproben kalibriert worden war. Insofern ist unter Einbeziehung unterschiedlicher Referenzproben von Altstahl eine Optimierung der Messergebnisse und ggf. der Formel zu erwarten.

7.2 Werkstoffqualität

Stahlguss ist kein homogener Werkstoff! Insbesondere historischer Stahlguss ist durch Ungängen unterschiedlichster Natur gekennzeichnet, über die bereits [2] und [11] berichteten. Die ganz unterschiedliche Körnigkeit z. B. unterstreichen die Rissbilder ausgewählter Zugproben in Bild 9.

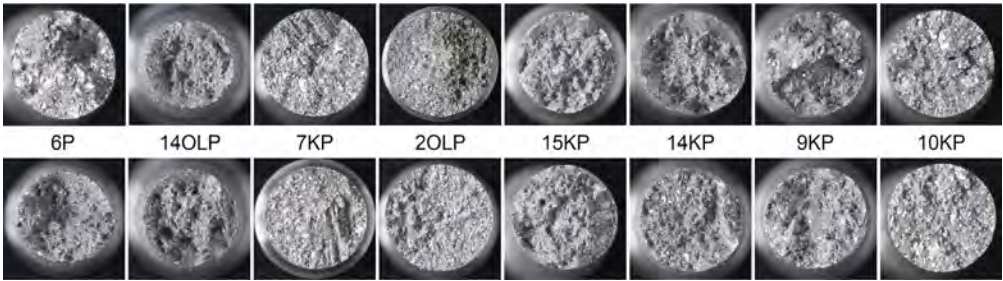


Bild 9: Fotos der Rissflächen ausgewählter Zugproben aller acht Lagerwerkstoffe, [5]

Zudem sei erneut der Einfluss der thermischen Nachbehandlung der Rohlinge hervorgehoben, deren wissenschaftliche Grundlagen erst Anfang des 20. Jahrhunderts erarbeitet wurden und welche unterschiedlich schnell ihren Weg in die Gießereipraxis fanden; als Referenz mögen die Veröffentlichungen von Oberhoffer, z. B. [17], dienen. Diese unterschiedliche Qualität der gießereiiernen thermische Nachbehandlung kann bestenfalls – wie zeitgenössisch geschehen – durch eine werkseigene Kalibrierungskonstante, nicht jedoch durch einen übergreifenden analytischen Ansatz erfasst werden.

Hier sind der Wirkkraft der Formel sowie deren Optimierung die Grenze gesetzt.

Konkret für Studie 2 stellt Bild 10 die Gefügeschliffe der untersuchten Stahlgüsse gegenüber und verdeutlicht die Unterschiedlichkeit der Werkstoffgefüge, die zum einen der nicht immer zweckmäßigen thermischen Nachbehandlung und darüber hinaus dem – von links nach rechts zunehmenden – Kohlenstoffgehalt geschuldet ist (vgl. die dunklen Perlitbereiche). Aus metallographischer Sicht fällt besonders Werkstoff 7 mit seinem ausgeprägten dendritischen Gefüge

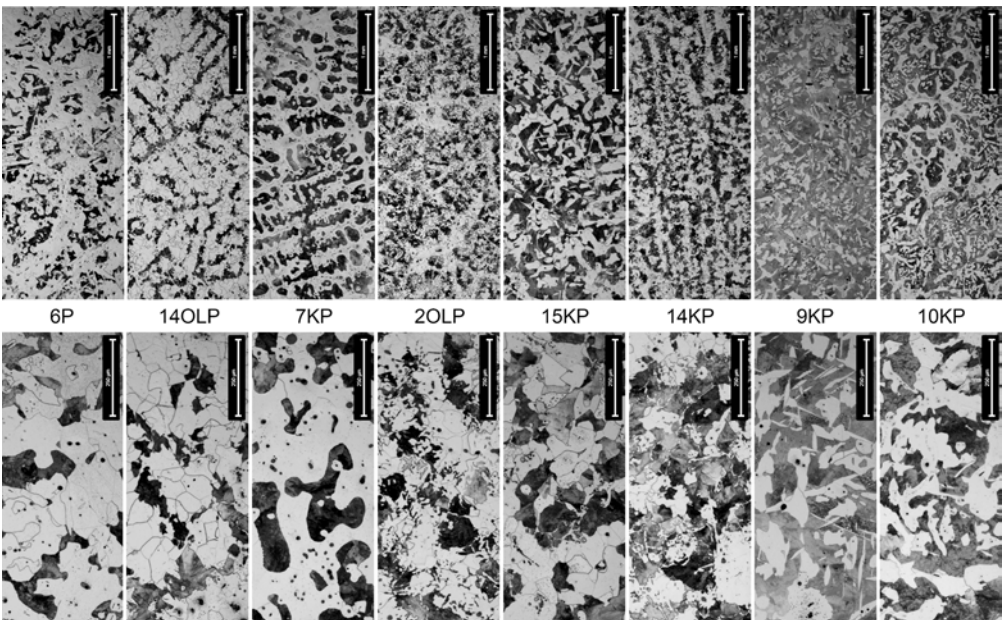


Bild 10: Gegenüberstellung der Gefügeschliffe, allesamt aus dem Werkstoffkern, Referenzmaßstab 1 mm (oben) bzw. 250 µm (unten), nach [5]

aus dem Rahmen, dessen Zugversuche gleichzeitig mit einer abnormal großen Streuung auffielen (Bild 8). Dass Gleichung (5) selbst diesen Werkstoff ohne Auffälligkeit abbildet, mag für deren Robustheit sprechen.

8 Fazit und Ausblick

Die im Rahmen der Studien ausgearbeitete Formel zeichnet die Festigkeiten von historischem unlegiertem Stahlguss für eine praxisübliche werkstoffliche Breite auffallend gut nach. Unter Einbeziehung von insgesamt acht Eisenbegleitern nähert sich die Formel den experimentell ermittelten Zugfestigkeiten mit einer Standardabweichung von unter 5 %; damit scheint die Grenze der Formeloptimierung (nahezu) erreicht.

Für die Ermittlung der Werkstoffrezeptur hingegen muss nachgebessert werden. Zunächst scheint die Fertigung einiger Altstahl-Werkstoffproben mit definierter chemischer Zusammensetzung für die Kalibrierung des verwendeten Spektrometers angezeigt, um altstahlspezifische Besonderheiten besser abzubilden. Vor allem aber sind die Randbedingungen für eine verlässliche Erfassung der Rezeptur in situ am eingebauten Werkstoff mittels mobiler Spektroskopie zu klären. Erst wenn das gelingt, kann der hier aufgezeigte Weg sein Potenzial als quasi zerstörungsfreier Zugang zum Werkstoff ausspielen. Dies gilt insbesondere, sofern das Verfahren durch weitere – voneinander unabhängige – Zugänge zum Werkstoff flankiert wird, welche sich wechselseitig bestätigen bzw. korrigieren. Denn erst als Teil einer Gesamt-Untersuchungsmethodik ergänzen sich die verfahrensspezifischen Stärken und Schwächen zu einer belastbaren Einschätzung des untersuchten Werkstoffs.

Für historischen Stahl(form)guss ist das Potenzial der Spektroskopie aufgezeigt worden; die Nutzung des Zugangs für verwandte Werkstoffe liegt nahe.

Literatur

- [1] Forschungsprojekt Historische eiserne und stählerne Brückenlager – Ihre Geschichte und Möglichkeiten des Erhalts; das Vorhaben wurde von 2009 bis 2012 von der DFG gefördert (Projektnummer LO 568/8-1, RU 326/7-1), s. a. <https://www.b-tu.de/fg-bautechnikgeschichte/forschung/abgeschlossene-projekte/historische-eiserne-und-staehlerne-brueckenlager#c49435> (geprüft am 21.01.2023).
- [2] Wetzki, V.; Pannasch, F.: Das Potenzial thermomechanischer Messungen für die Werkstoffcharakterisierung. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 9. Symp. 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] Wetzki, V.; Pahlow, C.: Das Potenzial von Miniatur-Druckproben für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 10. Symp. Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB), 11.3.2019 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2019, S. 59–69 – erschienen in: Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 48, 2019.
- [4] Renger, T.: Bewertung historischer Brückenlager – Das Potenzial der chemischen In-situ-Analyse für die Materialcharakterisierung. Bachelorarbeit, BTU Cottbus, 2013.
- [5] Quos, C.: Bewertung historischer Brückenlager – Das Potenzial elektro-chemischer Messungen für die Analyse von historischem Stahlguss. Bachelorarbeit, BTU Cottbus-Senftenberg, 2021.
- [6] Jüptner, H.: Compendium der Eisenhüttenkunde für Hütten- und Bergleute, Chemiker, Ingenieure etc. und Hörer höherer technischer Anstalten. Wien: Fromme, 1896.
- [7] Jüptner, H.: Beziehungen zwischen chemischer Zusammensetzung des Stahles und seinen mechanischen Eigenschaften. Stahl und Eisen 20 (1900), S. 939–941.
- [8] Osann, B.: Lehrbuch der Eisenhüttenkunde; 2. Band: Erzeugung und Eigenschaften des schmelzbaren Eisens. 2. Aufl., Leipzig: Verlag Wilhelm Engelmann, 1926.
- [9] Campbell, H.: The manufacture and properties of iron and steel. The Engineering and Mining Journal (1904), S. 527.
- [10] o. V.: Über den Einfluss von Kohlenstoff, Phosphor, Mangan und Schwefel auf die Bruchfestigkeit des Martinstahls. Stahl und Eisen 25 (1905), S. 82–89, 337–342, 402–406.
- [11] Wetzki, V.: Historische Lager aus Stahlguss – Werkstoffuntersuchungen. Stahlbau 82 (2013) 12, S. 883–889. Hinweis: genanntes Heft 12 erschien als Themenheft zu Brückenlagern im Bestand und thematisierte geschichtliche, werkstoffliche sowie

ingenieurpraktische Fragestellungen zum Umgang mit der historischen Lagertechnik.

- [12] Ziel und Vorgehen der zweiten Studie wurden Ende 2019 formuliert. Die Arbeit lief im Frühjahr 2020 an und damit direkt in die zeitgleich anlaufenden Corona-Restriktionen. Infolge der damit einhergehenden Schwierigkeiten – insbesondere hinsichtlich der geplanten Werkstoffuntersuchungen – drohte das Vorhaben zu scheitern. Ein Dank gilt an dieser Stelle dem Co-Autor, seine studentische Abschlussarbeit [5] unter extrem widrigen Bedingungen beharrlich zu einem guten Ende geführt zu haben.
- [13] DIN 50125:2016-12: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben.
- [14] EN ISO 6892-1: 2019: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur.
- [15] Poetter, H.: Stahlguss. Berlin: VEB Verlag Technik, 1955.
- [16] Wetzki, V.: Brückenlager. 1850–1950. Diss., BTU Cottbus, 2010 – <https://opus4.kobv.de/opus4-btu/frontdoor/index/index/docId/2006>
- [17] Oberhoffer, P.: Die Bedeutung des Glühens von Stahlformguß. Teil 1: Stahl und Eisen 32 (1912), S. 889–893; Teil 2: Stahl und Eisen 33 (1913), S. 891–896; Teil 3: Stahl und Eisen 35 (1915), S. 94–102, 212–216.
- [18] Im Falle von Nickel zum Beispiel folgt aus Gl. (4): $800 / 58,693$, gerundet: $800 / 60$, gekürzt: $200 / 15$ (Gl. 3).

Bildquellen

Bild 1: Volker Wetzki

Bild 2: [4]

Bilder 3–6, 8: Christian Quos

Bild 7: [5]

Bild 9: [5], Aufnahmen: R. Wieczorek

Bild 10: nach [5], Anlage 5

Messtechnische Überwachung von Spannbetonbauteilen mit faseroptischen Sensoren

Max Herbers, M. Sc.¹, Dipl.-Ing. Bertram Richter¹, Benjamin Schwarz, M. Sc.², Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx¹

¹ Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

² Carl Zeiss GOM Metrology GmbH, Braunschweig

KURZFASSUNG

Aufgrund der Möglichkeit, kontinuierlich Dehnungen messen zu können, bieten verteilte faseroptische Sensoren (DFOS) sowohl im Neubau als auch im Bestand enormes Potential im Bereich des Bauwerksmonitorings. Im Beitrag werden Belastungsversuche an einem alten Brückenträger des Typs BT 500 N bis an den Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgestellt. Die mittels DFOS gemessenen Bauteildehnungen und ermittelten Rissbreiten werden mit einer photogrammetrischen Messung (DIC) verglichen. Die Potentiale beider Messtechniken werden bei kleinen und großen Dehnungsniveaus gegenübergestellt. Aufgrund der erreichbaren Messlänge von bis zu 100 m und der hohen Ortsauflösung erweisen sich DFOS als prädestiniert für das Monitoring von Bauwerken. Existierende Herausforderungen im Bereich großer Dehnungen und Rissbreiten werden diskutiert.

1 Einleitung

Angesichts der alternden Infrastruktur und der Notwendigkeit, bestehende Bausubstanz zu erhalten, gewinnt das Bauwerksmonitoring (engl. *Structural Health Monitoring*, SHM) zunehmend an Bedeutung [1]–[8]. Schäden an Bauwerken sollen zukünftig frühzeitig erkannt und somit deren Lebensdauer verlängert werden [9], [10]. Beim Einsatz konventioneller Messtechnik, wie z. B. Dehnmessstreifen (DMS) oder induktiven Wegaufnehmern (IWA), werden lokale Zustandsänderungen (Dehnungen, Verformungen) erfasst. Das Bauwerksmonitoring mit verteilten faseroptischen Sensoren (engl. *distributed fiber optic sensors*, DFOS) bietet dagegen die Möglichkeit, Dehnungen kontinuierlich mit einer Auflösung von weniger als 1 mm über eine Länge von bis zu 100 m zu erfassen [11]. Dadurch können je nach Lage der Sensoren Aussagen zum Rissbild und zur Rissentwicklung [12]–[14], zu den Verformungen [15], [16] oder zum dynamischen Verhalten des Bauwerks getroffen werden. Zudem wird großes Potential in der Überwachung von Bauwerken mit der Pro-

blematik der Spannungsrisskorrosion (SpRK) gesehen. In jüngsten Machbarkeitsstudien konnte nachwiesen werden, dass Dehnungsänderungen infolge von Spanndrahtbrüchen durch DFOS erfasst werden können.

Die Aufnahme des Rissbildes an Betonbrücken erfolgt heutzutage überwiegend händisch. Die Genauigkeit der Rissbreitenbestimmung ist dabei stark vom „Auge“ der Bauwerksprüfenden abhängig. Von einer präzisen Verortung der Risse kann trotz Risskizzen nicht ausgegangen werden. Die faseroptische Technologie bietet das Potential, das Rissmonitoring zukünftig nahezu vollständig zu automatisieren und damit knappe personelle Ressourcen im Bereich der Bauwerksprüfung zu schonen. Selbst schwer einsehbare Bereiche können erfasst und Aussagen zum Rissbild getroffen werden, auch wenn z. B. kein Brückenuntersichtgerät zur Verfügung steht. Für das Rissmonitoring können DFOS entweder direkt in das Bauteil integriert [17], z. B. durch Aufkleben auf den Betonstahl [18]–[20] oder durch Einbetten in den Beton [13], [21], oder bei Bestandsbauwerken nachträglich am

Bauwerk installiert werden. Dabei wird aus Gründen der Dauerhaftigkeit und Robustheit das Kleben entlang einer vorgefrästen Nut empfohlen [22], [23]. Vor allem bei der Messung von Betondehnungen können selbst kleinste Schädigungen erkannt und damit eine einsetzende Rissbildung frühzeitig – meist bevor die Risse für das menschliche Auge sichtbar werden – detektiert werden [24]. Erste Feldanwendungen an Brücken [23], [25], [26] oder Tunneln [27], [28] demonstrieren die Möglichkeiten des DFOS-Monitorings.

Im vorliegenden Beitrag werden Potentiale und existierende Herausforderungen der faseroptischen Technologie im Hinblick auf das Rissmonitoring bei kleinen und großen Rissbreiten erörtert. Dazu wurde ein Belastungsversuch an einem Brückenträger mit Vorspannung im nachträglichen Verbund durchgeführt, der beim Rückbau einer Autobahnbrücke geborgen werden konnte. Der Träger wurde bis an den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) belastet, wobei zu unterschiedlichen Lastniveaus die Dehnungen und Rissbreiten mittels DFOS gemessen wurden. Zum Vergleich wurden photogrammetrische Messungen (engl. *digital image correlation*, DIC) durchgeführt.

2 Verteilte Dehnungsmessung mit DFOS

2.1 Messprinzip

Es gibt drei Arten der Lichtstreuung: Rayleigh, Brillouin und Raman [29], [30]. Aufgrund der hohen räumlichen Auflösung (bis zu 0,65 mm) und einer Messlänge bis zu 100 m [11] ist die Rayleigh-basierte verteilte Dehnungsmessung (engl. *distributed strain sensing*, DSS) die favorisierte Lösung für ein Rissmonitoring an Betonbauwerken. Dabei wird ein Lichtsignal in einen DFOS und einen Referenzarm geschickt. Aufgrund lokaler Inhomogenitäten wird ein Teil des Lichtes aus der Glasfaser zurückgestreut. Das rückgestreute Signal wird mit dem Signal des Referenzarms zusammengeführt und interferiert. Aus den Laufzeitunterschieden der Signale können virtuelle Messabschnitte realen

Positionen im DFOS zugeordnet werden. Für jeden dieser Messabschnitte wird das Frequenzspektrum registriert [31].

Bei der Messung zeigt sich entlang des DFOS ein fluktuierendes Rückstreuungsspektrum, das bei wiederholter Messung unter konstanten äußeren Randbedingungen identisch ist. Dieser Referenzzustand wird daher auch Fingerabdruck genannt. Wird der DFOS gestreckt oder erwärmt, kommt es zu einer Frequenzverschiebung. Diese ist proportional zu den äußeren Einwirkungen [13], [31]. Da die Rayleigh-Rückstreuung sowohl auf Temperaturänderungen als auch auf mechanische Einwirkungen reagiert, ist für die separierte Bewertung der mechanischen Dehnungen der Einfluss aus schwankender Temperatur zu kompensieren [32].

2.2 Sensortypen und Installation

DFOS bestehen aus einem Glaskern (*core*), einem Glasmantel (*cladding*) sowie einer oder mehreren Schutzschichten (*coating* und *buffer*). In Abhängigkeit der Messaufgabe kommen filigrane oder robuste, baustellentaugliche DFOS zum Einsatz, siehe Bild 1. Für Dehnungsmessungen unter Laborbedingungen werden typischerweise *Singlemode*-Fasern (SM-Fasern) eingesetzt, die mit einem dünnen Coating (z. B. aus Polyimid, Ormocer oder Acrylat) versehen sind [14], [22], [33], [34]. Für den Einsatz unter

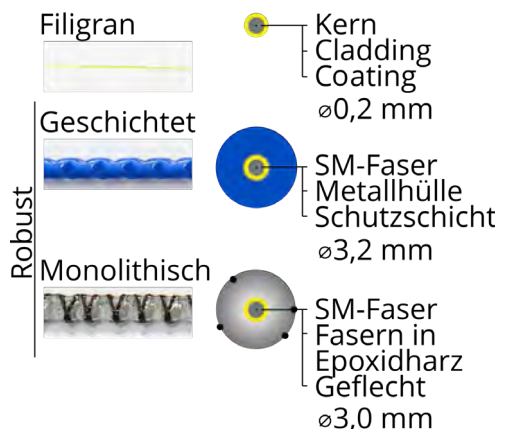


Bild 1: Aufbau unterschiedlicher DFOS (Skizzen nicht maßstäblich)

Baustellenbedingungen empfiehlt sich die Verwendung robuster DFOS, die wiederum in zwei Kategorien unterteilt werden können. Bei mehrschichtigen DFOS ist der Dehnungstransfer vom Trägermaterial, z. B. Beton, bis in die Glasfaser sowohl vom Verbund der Schichten untereinander als auch von der Steifigkeit der Schichten abhängig. Bei großen Dehnungen kann es zum Schlupf zwischen den Layern kommen, wodurch der Dehnungsverlauf verschmiert und eine Rissdetektion erschwert werden [22]. Bei monolithischen DFOS, wie z. B. dem Epsilon-Sensor [35], wird die SM-Faser in einem Pultrusionsverfahren in Kunststoffasern eingebettet und mit Epoxidharz getränkt, woraus ein steifes Verbundverhalten resultiert und somit ein zuverlässiger Dehnungstransfer garantiert werden kann [26].

Im Bereich eines Risses sind die theoretischen Dehnungen unendlich groß. Der DFOS überbrückt den Riss, wodurch sich im Signal je nach der Steifigkeit des Verbundes aus Sensor und Kleber mehr oder weniger ausgeprägte Dehnungsspitzen abzeichnen. Der Bereich, in dem sich ein Riss auf das Dehnungssignal im DFOS auswirkt, wird Einflusslänge l_t bezeichnet. Je steifer der Verbund, desto kürzer ist die Einflusslänge und desto höher die Dehnungsspitze. Da die zulässige Sensordehnung auf wenige Prozent begrenzt ist, steigt damit jedoch auch das Risiko des Sensorbruchs. Die Applikationstechnik ist daher entscheidend für eine erfolgreiche Messung und abhängig von der jeweiligen Messaufgabe [13], [22], [23], [36], [37]. Die Auswahl der Kombination aus Sensor, Kleber und Oberflächenvorbereitung war bereits Gegenstand zahlreicher Untersuchungen [22], [30], [37]–[39].

2.3 Rissbreitenberechnung

Die Rissöffnung $w_{cr,i}$ an der Stelle x_{cr} ergibt sich aus dem Integral des Dehnungsverlaufs ϵ^{DFOS} über die Einflusslänge l_t :

$$w_{cr,i} = \int_{x_{cr}-l_t}^{x_{cr}+l_t} \epsilon^{DFOS}(x) - \epsilon^{TS}(x) dx \quad (1)$$

Dabei ist zu berücksichtigen, dass ein Teil der DFOS-Dehnungen aus der Zugversteifung des Betons ϵ^{TS} (engl. *tension stiffening*, TS) resultiert und somit kompensiert werden muss. Eine automatisierte Datenauswertung und Rissbreitenberechnung ist für eine breite Anwendbarkeit unverzichtbar. Ein für diesen Zweck entwickeltes freies Software-Framework implementiert den folgenden Ablauf [40]:

1. Datenbereinigung,
2. Detektion und Lokalisierung der Risse,
3. Ermittlung der Einflusslängen,
4. Kompensation weiterer Einflüsse (z. B. Zugversteifung),
5. Berechnung der Rissbreite.

Dehnungsverläufe von DSS-Messungen zeigen drei typische Signalstörungen, siehe Bild 2: Dehnungsanomalien (engl. *strain reading anomalies*, SRA), Fehlstellen und Messrauschen, welche vor der Weiterverarbeitung behoben bzw. reduziert werden müssen [40].

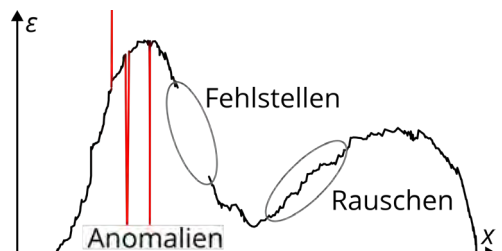


Bild 2: Störeinflüsse in Dehnungsverläufen aus DSS-Messungen

Dehnungsanomalien sind Ergebnis einer fälschlich gefundenen Kreuzkorrelation und durch einzelne, fast unendlich große positive oder negative Dehnungswerte charakterisiert. Misslingt die Kreuzkorrelation des Messsignals zum Referenzspektrum, entsteht eine Fehlstelle [11]. Dies ist zum Beispiel bei sehr großen Dehnungen oder steilen Dehnungsgradienten der Fall. Im Zuge der Datenaufbereitung sollten SRA zuerst in Fehlstellen umgewandelt und anschließend bereinigt werden [40]. Das Rauschen kann durch geeignete Filter, z. B. einen gleitenden Median, reduziert werden.

Anhand ausgeprägter Dehnungsspitzen im Bereich der Risse können diese mithilfe sogenannter *Peak-finding*-Algorithmen detektiert und lokalisiert werden [41]. Die Prominenz P [42], [43] definiert, wann ein Peak ein Riss ist, und beschreibt den Abstand eines Höhepunkts zur höchsten Konturlinie, die diesen, aber keinen anderen, höheren Punkt beinhaltet, siehe Bild 3. So wird beispielsweise die Prominenz P_B als Abstand zwischen dem Hochpunkt B und dem rechts benachbarten Tiefpunkt definiert, da dieser die geringste Höhendifferenz auf dem Weg zu höheren Dehnungswerten aufweist.

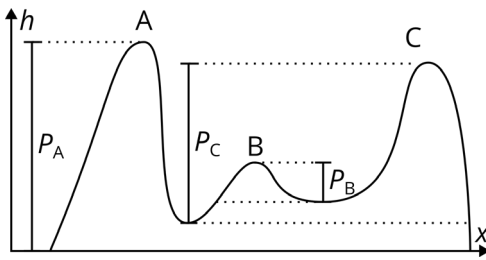


Bild 3: Prominenzdefinition

Wie Bild 4 veranschaulicht, kann abschließend die Rissbreite für den Riss C_2 über die Integration des Dehnungsverlaufs ϵ^{DFOS} innerhalb der Einflusslänge $l_{t,2}$ bestimmt werden. Dabei kann die Einflusslänge als mittlerer Abstand zwischen den Rissen oder zwischen den benachbarten Minima festgelegt werden [41]. Beide Ansätze eignen sich für das abgeschlossene Rissbild. Im Zustand der Erstrissbildung sind die Einflusslängen sinnvoll zu begrenzen. Zur

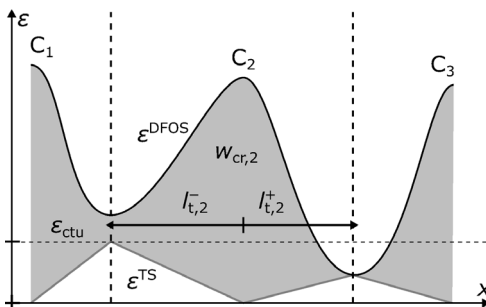


Bild 4: Rissbreitenberechnung durch Integration des Dehnungsverlaufs

Kompensation der elastischen Dehnungen aus der Zugversteifung ϵ^{TS} wird in [13], [22], [41] vorgeschlagen, diese zwischen dem Rissort und dem Ende der Einflusslänge linear zu approximieren.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Probekörper

Die experimentellen Untersuchungen wurden an einem vorgespannten Fertigteilträger des Typs BT 500 N mit einer Länge von 10,96 m durchgeführt, der bei einem Rückbau einer Brücke im Zuge der Bundesautobahn BAB A 24 bei Stolpe geborgen wurde. Die Brücke wurde im Jahr 1981 errichtet und für eine Brückenklasse 30 (BK 30) ausgelegt. Der Fertigteilträger war mit nachträglichem Verbund vorgespannt, wobei der verwendete Hennigsdorfer Spannstahl als SpRK-gefährdet gilt [44]. Bei der durchgeführten Nachrechnung gemäß [45] konnte in keinem der Querschnitte ein rechnerisches Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden.

Die Geometrie des Trägers zeigt Bild 5. Zur Konstruktionshöhe von 50 cm kommt eine im Mittel ca. 6,5 cm starke Aufbetonergänzung, die vor der Versuchsdurchführung nicht entfernt wurde. Für einen materialeffizienten Einsatz wurden in Trägermitte über eine Länge von 8,0 m zwei Hohlkörper mit einem Durchmesser von 30 cm einbetoniert.

3.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuche wurden an der Hochschule Wismar im Labor für Tragwerksprüfung durchgeführt, siehe Bild 6. Der Träger wurde in einem 4-Punkt-Biegeversuch belastet, wobei die Kraft im Abstand von 1,5 m zur Balkenmitte in mehreren Belastungsstufen eingeleitet wurde. Nach Erreichen des jeweiligen Ziellastniveaus wurde der Träger kurzzeitig wieder entlastet. Um weitere Versuche zur Problematik der SpRK an dem Probekörper durchführen zu können, wurde dieser in der ersten Versuchsphase nicht bis zum Versagen belastet.

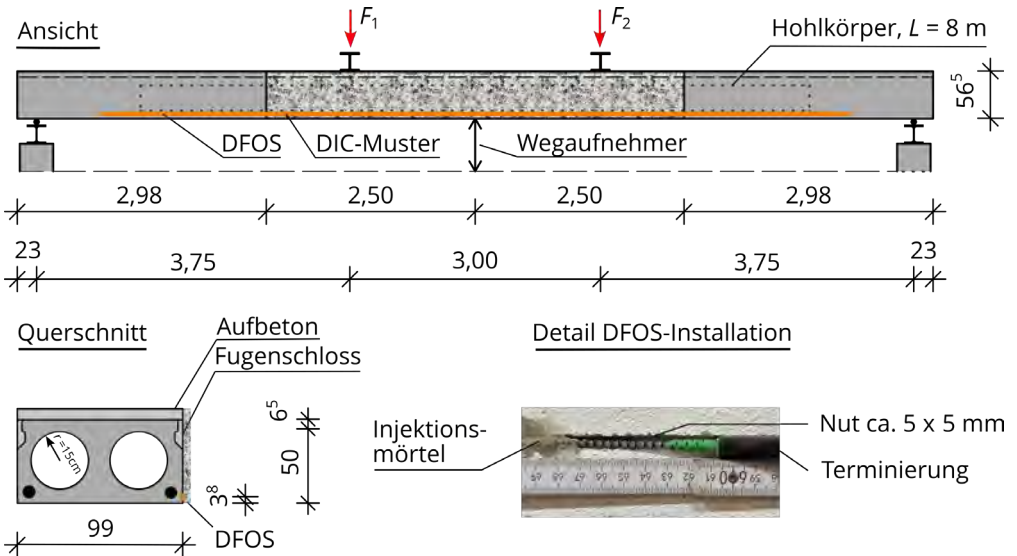


Bild 5: Ansicht und Querschnitt des Probekörpers inklusive Messlayout



Bild 6: Probekörper im Belastungsrahmen mit Oberflächenmuster für DIC-Messung

3.3 Messtechnische Überwachung

3.3.1 Verteilte faseroptische Messung (DSS)

Die Dehnungen wurden an der Außenseite entlang der Bauteilachse über eine Länge von 9 m mit einem DFOS gemessen. Eingesetzt wurde ein monolithischer DFOS, welcher mit einem Ankerkleber in einer vorab gefrästen Nut montiert wurde, vgl. Bild 5. Der DFOS wurde mit

dem Rayleigh-basierten System ODiSI (*Optical Distributed Sensor Interrogator*) der Serie 6100 von Luna Innovations Inc. ausgelesen.

Während der Versuchsdurchführung wurde mit einer Frequenz von 1 Hz und einem Messpunkt-Abstand von 1,3 cm gemessen. Vom Hersteller werden ein Messbereich von $\pm 12.000\ \mu\text{m/m}$ und bei der gewählten Auflösung eine Messgenauigkeit von $\pm 16\ \mu\text{m/m}$ angegeben [11].

3.3.2 Photogrammetrische Messung (DIC)

Zusätzlich wurden Verformungen und Dehnungen in Trägermitte über eine Länge von fast 5 m mittels DIC aufgezeichnet. Hierzu wurde eine ARAMIS 3D Camera der Firma Carl Zeiss GOM Metrology verwendet, welche eine Messung im dreidimensionalen Raum ermöglicht. Die Auflösung des Sensors betrug 12 Megapixel (4.096×3.000 px). Aus dem kalibrierten Messvolumen von $4.900 \times 3.910 \times 3.910$ mm resultiert eine Pixelgröße von 1,2 mm. Die Bildrate wurde entsprechend der Belastung angepasst: Die Lastplateaus wurden mit einer Frequenz von 0,13 Hz, Belastungsrampen mit 1 Hz aufgenommen.

Zur Aufzeichnung, Berechnung und Auswertung der Messdaten wurde die Software GOM Correlate Pro verwendet. Zur Bestimmung des Einflusses der Facettengröße auf das Signal-Rausch-Verhältnis wurde die Messfläche mit Facetten mit Kantenlängen von 16 und 32 px im Abstand von jeweils 10 px ausgewertet.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Trag- und Verformungsverhalten

Bild 7 zeigt das Kraft-Verformungs-Diagramm des Trägers, wobei die Kraft F die in Summe an beiden Einleitungspunkten eingetragene Kraft

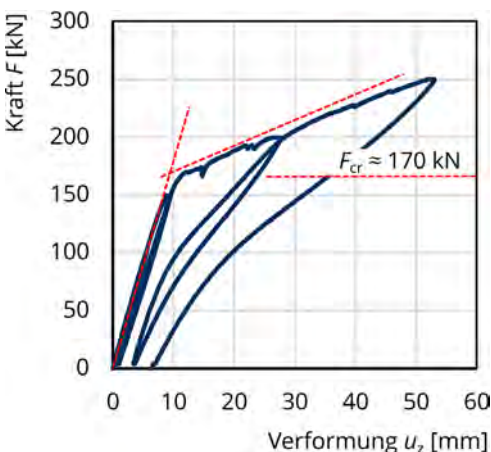


Bild 7: Entwicklung der Verformung in Trägermitte bei zunehmender Laststeigerung

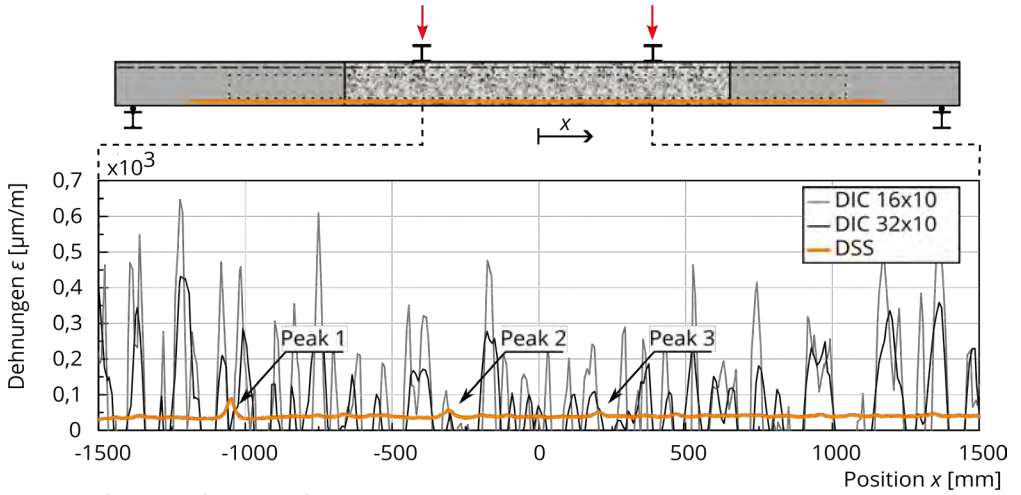
ist und die Verformung u_z in Trägermitte gemessen wurde. Mit dem Übergang in den gerissenen Zustand bei $F_{cr} \approx 170$ kN zeigt sich eine deutliche Steifigkeitsreduktion und damit einhergehend ein großer Verformungszuwachs. Bei der maximalen Ziellast von 250 kN stellten sich Risse mit einer maximalen Rissbreite von 0,51 mm ein. Nach dem letzten Entlastungsvorgang verblieben deutliche plastische Verformungen.

4.2 Dehnungsverläufe bei kleinen und großen Lastniveaus

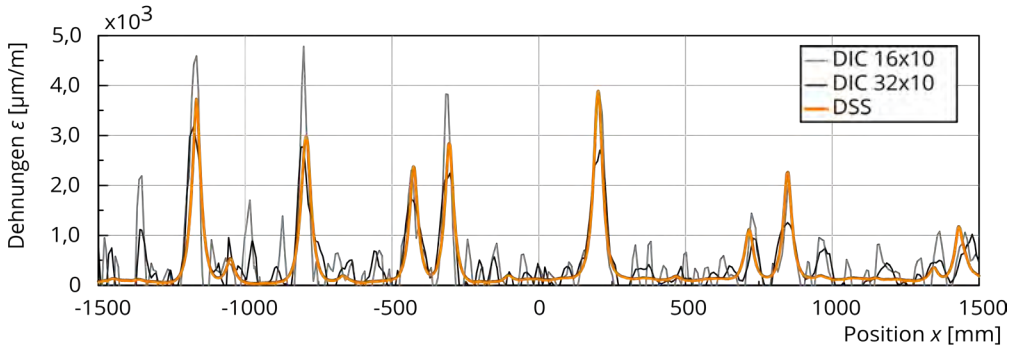
In Bild 8 werden die Dehnungsverläufe auf Höhe des DFOS für beide Messverfahren exemplarisch für drei relevante Laststufen gegenübergestellt:

- Zustand I ($F = 50$ kN, Bild 8 a),
- Übergang vom Zustand I in den Zustand II, Erstrissbildung ($F_{cr} = 170$ kN, Bild 8 b),
- Abgeschlossenes Rissbild ($F = 250$ kN, Bild 8 c).

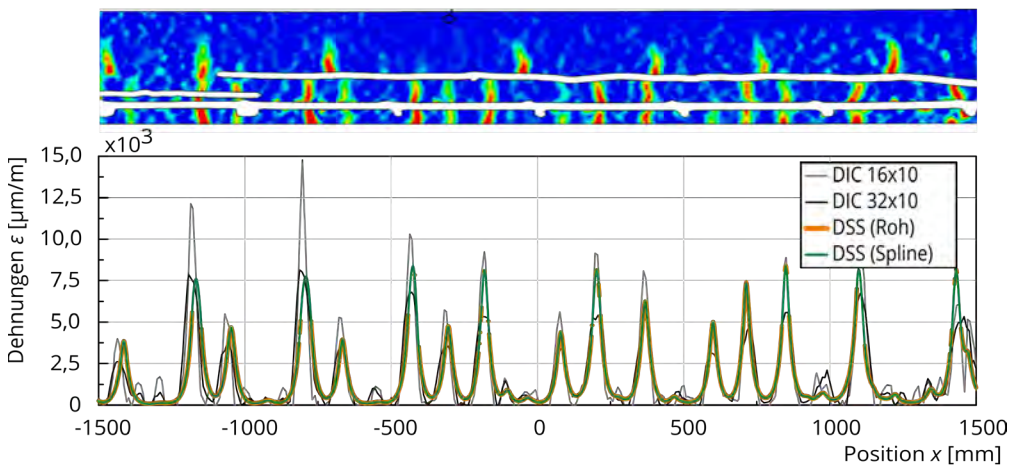
$F = 50$ kN: Im rechnerischen Zustand I zeigt sich beim DSS ein nahezu konstanter Dehnungsverlauf mit einer mittleren Dehnung von $39,8 \mu\text{m/m}$ und einer Standardabweichung von $5,1 \mu\text{m/m}$ (für $4,0 \text{ m} \leq x \leq 7,0 \text{ m}$). Trotz des sehr geringen Lastniveaus (ca. $0,3 F_{cr}$) können erste Dehnungsspitzen identifiziert werden. Diese Peaks können entweder aus einer Rissbildung im Kleber (höhere Steifigkeit als der Beton) oder aus Rissen im Träger resultieren. Wie aus Bild 8 c) hervorgeht, stellen sich im abgeschlossenen Rissbild an exakt diesen Stellen ausgeprägte Risse ein, was auf eine Rissbildung im Träger schließen lässt. Diese frühe Detektion erster Risse weit unterhalb der rechnerischen Risskraft F_{cr} ist darauf zurückzuführen, dass der Träger bereits während des Betriebs in den gerissenen Zustand übergegangen war und somit von einer bereits vor dem Versuch vorhandenen lokalen Schädigung des Betongefüges ausgegangen werden kann. Aufgrund des großen Messvolumens und des dadurch erhöhten Messrauschens ist eine Detektion solcher Mikroschädigungen mit der DIC nicht möglich (Standardabweichung von $250 \mu\text{m/m}$ bei 16 px und $143 \mu\text{m/m}$ bei 32 px).



a) Dehnungen bei $F = 50$ kN



b) Dehnungen bei $F_{cr} = 170$ kN



c) Dehnungen und Rissbild bei $F = 250$ kN

Bild 8: Vergleich der Dehnungsverläufe aus DSS und DIC bei unterschiedlichen Lastniveaus

F = 170 kN: Beim Übergang in den Zustand II zeigt sich eine hohe Übereinstimmung zwischen DIC und DSS. Im Bereich der Risse sind ausgeprägte Dehnungsspitzen zu erkennen. Auch hier ist der Einfluss der Facettengröße deutlich: Je kleiner die Facette bei gleichbleibendem Facettenabstand, desto größer die Dehnungsspitzen (feinere örtliche Auflösung). Umso stärker ist jedoch auch das Messrauschen zwischen den Rissen. Beim DSS wird die Dehnungsspitze durch die Schubverzerrungen in Kleber und DFOS sowie den möglichen Schlupf zwischen den einzelnen Schichten über eine gewisse Einflusslänge verschmiert.

F = 250 kN: Beim DSS treten aufgrund der Dehnungen von mehr als 1 % (= 10.000 $\mu\text{m}/\text{m}$) bei einzelnen Rissen Fehlstellen auf, welche die Interpretierbarkeit und die anschließende Rissbreitenberechnung erschweren. Durch die Verwendung einer Spline-Interpolation können die fehlenden Messdaten in Teilen wieder rekonstruiert werden. Die intakten Dehnungsabschnitte stimmen gut mit der DIC überein, welche einen klaren Dehnungsverlauf mit ausgeprägten Dehnungen von bis zu 1,5 % aufzeigt.

Die Höhe der Dehnungsspitzen ist sowohl bei der DIC als auch dem DSS von einer Vielzahl an Parametern abhängig. Bei der DIC wird die Verschiebung der Facetten, bestehend aus mehreren Pixeln, im Vergleich zu einem Referenzzustand gemessen. Die Messgenauigkeit hängt primär von der Größe des Messvolumens ab. Je kleiner das Messfeld, desto genauer ist die Dehnungsmessung. Bei dem durchgeführten Versuch konnten die Risse im Stadium der Erst- und im abgeschlossenen Rissbild zuverlässig erfasst werden. Für eine DIC-Messung im Bereich elastischer Betondehnungen ist das Messvolumen zu reduzieren. Das Messrauschen lag deutlich oberhalb der zugehörigen Bruchdehnung des Betons ($\epsilon_{\text{ct,u}} \approx 100 \mu\text{m}/\text{m}$).

Mit dem gewählten DFOS und der Installation in einer vorgefrästen Nut konnten die Dehnungen des Probekörpers zuverlässig erfasst werden. Die ersten Dehnungsspitzen waren frühzeitig, deutlich vor dem Übergang in den Zustand II, zu

erkennen. Die aufgetretenen messtechnischen Anomalien im Bereich großer Dehnungen sind auf die technische Dehngrenze des verwendeten Interrogators zurückzuführen. Wird mit der Erzeugung eines neuen DFOS-Fingerabdrucks ein neuer Referenzzustand angelegt, gelingt die Kreuzkorrelation wieder und es können mit dem verwendeten DFOS Dehnungen von bis zu 4 % gemessen werden [46]. Auch bei zu großen Dehnungsgradienten treten Fehlstellen auf, welche bis zu einem gewissen Grad durch die Reduktion des Messpunktabstands verringert werden können. Bei den durchgeführten Versuchen wurde bewusst auf diese Maßnahmen verzichtet, damit die Vergleichbarkeit zur Baupraxis gegeben ist, da beide Maßnahmen derzeit nicht automatisiert möglich sind.

Bei kleinen Dehnungsniveaus können lokale Schädigungen, wie z. B. feinste Risse, durch die hohe Messauflösung des DSS zuverlässig erfasst werden. Bei großen Dehnungen und Rissbreiten im Bereich des GZT stößt das DSS an seine technischen Grenzen. Zusätzlich steigt das Risiko eines Sensorbruchs. Die berührungslose DIC-Messung ist dagegen auch bei extremen Beanspruchungssituationen in der Lage, das Verformungsbild zuverlässig zu erfassen.

4.3 Rissbreiten aus DIC und DSS

Nachfolgend werden die auf Grundlage des DSS ermittelten Rissbreiten den DIC-Rissbreiten gegenübergestellt. Für die Rissbreitenberechnung gemäß Abschnitt 2.3 wurden für alle Laststufen dieselben Parameter angesetzt. Zur Risserkennung wurde eine Prominenz von 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ vorgegeben. Die Begrenzung der Einflusslänge ist vor allem für den Zustand der Erst- und im abgeschlossenen Rissbild relevant und wurde zu 0,1 m gewählt. Aufgrund der guten Signalqualität war eine nachträgliche Glättung nicht erforderlich. Die Zugversteifung wurde gemäß [41] kompensiert. Zum Vergleich werden die Rissbreiten aus der DIC über virtuelle Extensometer auf Höhe der DFOS bestimmt.

In Bild 9 zeigt die Gegenüberstellung der Rissbreiten aus der DIC $w_{\text{cr,DIC}}$ und dem DSS $w_{\text{cr,DSS}}$.

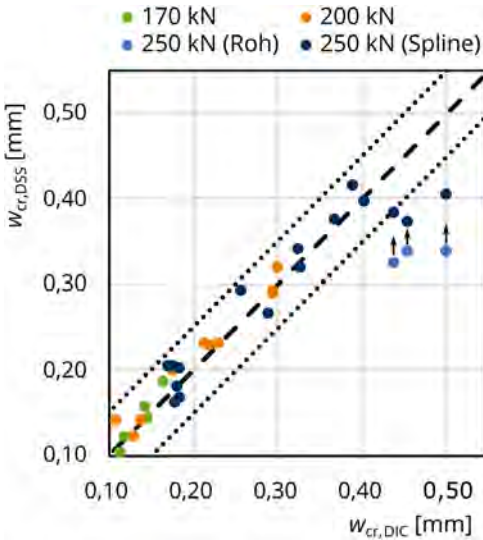


Bild 9: Gegenüberstellung der Rissbreiten aus DIC und DSS für drei Lastniveaus

Aus Gründen der praktischen Relevanz werden lediglich Risse mit einer Breite > 0,1 mm berücksichtigt. Die Winkelhalbierende markiert perfekte Übereinstimmung. Die für die Praxis als ausreichend genau angenommene Abweichung von ± 0,05 mm ist durch die gepunkteten Linien dargestellt. Bei drei Rissen ($w_{cr,DIC} \geq 0,44$ mm) ist ein deutlicher Einfluss der Spline-Interpolation zu erkennen.

Die wesentlichen Parameter zur Bewertung der Messabweichung zwischen DSS und DIC sind in Tabelle 1 enthalten. Die Standardabweichung σ_{cr} wird nach Gl. (2) für die Rissbreitendifferenz zwischen DSS und DIC angegeben:

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n}} \quad (2)$$

mit:

- i Index des einzelnen Risses mit einer Rissbreite $w_{cr} \geq 0,1$ mm
- n Anzahl aller Risse mit $w_{cr} \geq 0,1$ mm
- $x_i = w_{cr,DSS,i} - w_{cr,DIC,i}$ Messabweichung für den Riss i zwischen DSS und DIC
- μ Mittlere Messabweichung zwischen DSS und DIC

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Wie aus Tabelle 1 und Bild 9 hervorgeht, stimmen die mittels DIC und DSS ermittelten Rissbreiten bei einer Auflast von 170 kN und 200 kN sehr gut überein. Bei $F = 200$ kN liegt die mittlere Rissbreite aus DSS lediglich 2 % oberhalb der DIC. Die maximale Abweichung $|\Delta_{max}|$ beträgt 0,026 mm, womit sämtliche Risse ($n = 10$) innerhalb der Grenzen von ± 0,05 mm liegen.

Aufgrund der eingetretenen Messanomalien im Bereich großer Dehnungen ist für die Rissbreitenberechnung eine Rekonstruktion der Dehnungsspitzen unabdingbar, da andernfalls, wie aus Bild 9 hervorgeht, die Rissbreiten deutlich unterschätzt werden. Exemplarisch ist in Bild 10 ein wiederhergestellter Dehnungsspeak für einen Riss bei $x \approx -0,8$ m dargestellt. Durch die verwendete Spline-Interpolation kann eine relativ gute Übereinstimmung mit dem Dehnungsverlauf der DIC-Messung (32×10 px) erreicht werden. Aber auch bei Ansatz des inter-

Vergleichskriterien	F [kN]		
	170	200	250
Anzahl Risse mit $w_{cr} > 0,1$ mm	5	10	16
Mittlere Rissbreite $w_{cr,DIC,mean}$ [mm]	0,141	0,214	0,305
$w_{cr,DSS,mean} / w_{cr,DIC,mean}$ [-]	0,997	1,020	0,957
Standardabweichung σ_{cr} [mm]	0,011	0,013	0,037
Maximale absolute Messabweichung $ \Delta_{max} $ [mm]	0,016	0,026	0,101

Tabelle 1: Messabweichungen bei der Rissbreitenbestimmung mittels DSS und DIC (Vergleichsmessung)

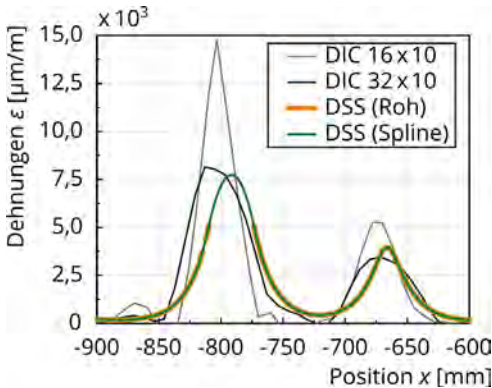


Bild 10: Rekonstruktion der Dehnungsverläufe durch Spline-Interpolation

polierten Dehnungsverlaufs werden die Rissbreiten – wenn auch in geringerem Maße – unterschätzt. Für zukünftige Anwendungen wird daher weiter an Verfahren zur Fehlerbereinigung und Datenaufbereitung geforscht. Vielversprechend erscheinen neben unterschiedlichen analytischen Interpolationsansätzen auch Verfahren auf Grundlage der künstlichen Intelligenz [47].

5 Zusammenfassung

Anhand eines Belastungsversuchs an einem knapp 11 m langen, vorgespannten Brückenträger bis an den GZT konnten Potentiale und Herausforderungen des *distributed strain sensing* (DSS) und der *digital image correlation* (DIC) aufgezeigt werden. Im Bereich kleiner Dehnungen überzeugt das Rayleigh-basierte DSS durch eine hohe lokale Auflösung. Eine einsetzende Rissbildung konnte detektiert werden, bevor die Risse für das menschliche Auge sichtbar wurden. Für Rissbreiten von bis zu 0,4 mm zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen DSS und DIC. Bei einer mittleren Rissbreite von 0,21 mm betrug die Standardabweichung $\sigma_{cr} = 0,01$ mm und übertraf damit die Erwartungen an die Messgenauigkeit. Sämtliche Risse mit $w_{cr} \leq 0,4$ mm lagen innerhalb der geforderten Messabweichung von $\pm 0,05$ mm.

Die maximale Dehnung beim DSS wird durch die technische Grenze des Interrogators li-

miert. Bei großen Dehnungen im Bereich von 1 % (mit $w_{cr} > 0,4$ mm) stellten sich Messfehler bzw. Messabschnitte ohne verfügbare Dehnungswerte ein, welche die Präzision der Rissbreitenberechnung beeinträchtigen. Bei Laboranwendungen kann durch die Erstellung eines neuen DFOS-Fingerabdrucks diese Grenze umgangen werden. Im Bereich großer Dehnungen, wie sie vor allem bei Laboruntersuchungen bewusst provoziert werden, ist der Einsatz der DIC von besonderem Interesse. Die Messgenauigkeit hängt jedoch stark von dem Messvolumen ab, wodurch das Messfeld im Allgemeinen auf wenige Meter begrenzt ist. Bei zu großen Messfeldern gehen lokale Effekte im Messrauschen unter. Mit dem DSS ist dagegen eine kontinuierliche Dehnungsmessung mit einer erreichbaren Messlänge von bis zu 100 m je DFOS, hoher Ortsauflösung und geringem Messrauschen möglich, wodurch die Technologie von besonderem Interesse für das *Structural Health Monitoring* (SHM) ist. Aus den eindimensionalen Dehnungsverläufen können wichtige Parameter für die Zustandsbewertung, wie z. B. Rissbreiten, abgeleitet werden.

Es ist davon auszugehen, dass das DSS zukünftig eine entscheidende Rolle im SHM spielen wird. DFOS können sowohl für ein Monitoring ab „Stunde Null“ vor der Betonage in die Schalung integriert oder mit überschaubarem Aufwand nachträglich an Bestandsbauwerken installiert werden, um eine prädiktive Instandhaltung zu ermöglichen.

Dank

Dieser Beitrag präsentiert einige Ergebnisse des Forschungsprojekts IDA-KI (Automatische Bewertung der Monitoringdaten von Infrastrukturbauwerken mit Hilfe von KI und IoT), gefördert durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur innerhalb des mFUND (Fördernummer: 19FS2013A). Besonderer Dank gilt Prof. Dr.-Ing. Guido Bolle für die Möglichkeit, an den Versuchen mitwirken zu dürfen, sowie Herrn Max Käding von der Firma MKP GmbH für die Bereitstellung bewertungsrelevanter Informationen zum Probekörper.

Literatur

- [1] Herbrand, M.; Wenner, M.; Ullerich, C.; Rauert, T.; Zehetmaier, G.; Marx, S.: Beurteilung der Bauwerkszuverlässigkeit durch Bauwerksmonitoring. *Bautechnik* 98 (2021) 2, S. 93–104 – DOI: 10.1002/bate.202000094
- [2] Herbers, M.; Wenner, M.; Marx, S.: A 576 m long creep and shrinkage specimen – Long-term deformation of a semi-integral concrete bridge with a massive solid cross-section. *Structural Concrete*, first published online: 08.10.2022 – DOI: 10.1002/suco.202200599
- [3] Bartels, J.-H.; Gebauer, D.; Marx, S.: Einflüsse auf die Messunsicherheit von SHM-Systemen und deren Kompensation am Beispiel von Laser-Disztanzmessungen. *Bautechnik* 100 (2023) 2, S. 67–74 – DOI: 10.1002/bate.202200102
- [4] Hindersmann, I.: Dauerüberwachung von Bestandsbrücken – Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen. Bremen: Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG, 2021.
- [5] Bolle, G.; Mertzsch, O.; Marx, S.: Messtechnische Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnutzungsdauer eines spannungsrissskorrosionsgefährdeten Brückenbauwerks. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017) 2, S. 75–84 – DOI: 10.1002/best.201600067
- [6] Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 2, S. 85–94 – DOI: 10.1002/best.201800087
- [7] Farrar, C. R.; Worden, K.: An introduction to structural health monitoring. *Philosophical transactions. Series A, Mathematical, physical, and engineering sciences* 365 (2007), 1851, S. 303–315 – DOI: 10.1098/rsta.2006.1928
- [8] Smarsly, K.; Dragos, K.; Kölzer, T.: Sensorintegrierte Digitale Zwillinge für das automatisierte Monitoring von Infrastrukturbauwerken. *Bautechnik* 99 (2022) 6, S. 471–476 – DOI: 10.1002/bate.202200031
- [9] Wedel, F.; Marx, S.: Application of machine learning methods on real bridge monitoring data. *Engineering Structures* 250 (2022), 113365 – DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113365
- [10] Naraniecki, H.; Hartung, R.; Marx, S.; Klemt-Albert, K.: Zustandsprognose von Ingenieurbauwerken auf Basis von digitalen Zwillingen und Bestandsdaten. *Bautechnik* 99 (2022) 3, S. 173–181 – DOI: 10.1002/bate.202100100
- [11] Luna Innovations Inc. (2020) Optical Distributed Sensor Interrogator Model ODiSI 6 – User’s Guide ODiSI 6. Blacksburg, VA, USA.
- [12] Bado, M. F.; Casas, J. R.; Kaklauskas, G.: Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation. *Engineering Structures* 226 (2021) Jan., 111385 – DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111385
- [13] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepez, S.: Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures. *Civil Engineering Design* 1 (2019) 3–4, S. 97–105 – DOI: 10.1002/cend.201900008
- [14] Berrocal, C. G.; Fernandez, I.; Rempling, R.: Crack monitoring in reinforced concrete beams by distributed optical fiber sensors. *Structure and Infrastructure Engineering* 17 (2020) 1, S. 124–139 – DOI: 10.1080/15732479.2020.1731558
- [15] Li, Z.; Hou, G.; Wang, K.; Hu, J.: Deformation monitoring of cracked concrete structures based on distributed optical fiber sensing technology. *Optical Fiber Technology* 61 (2021), 102446 – DOI: 10.1016/j.yofte.2020.102446
- [16] Monsberger, C. M.; Lienhart, W.: Distributed Fiber Optic Shape Sensing of Concrete Structures. *Sensors* 21 (2021) 18, 6098 – DOI: 10.3390/s21186098
- [17] Bednarski, Ł.; Sieńko, R.; Howiacki, T.; Zuziak, K.: The Smart Nervous System for Cracked Concrete Structures: Theory, Design, Research, and Field Proof of Monolithic DFOS-Based Sensors. *Sensors* 22 (2022), 8713 – DOI: 10.3390/s22228713
- [18] Brault, A.; Hoult, N.: Distributed Reinforcement Strains: Measurement and Application. *ACI Structural Journal* 116 (2019) 4, S. 115–127 – DOI: 10.14359/51714483
- [19] Brault, A.; Hoult, N.: Monitoring Reinforced Concrete Serviceability Performance Using Fiber Optic Sensors. *ACI Structural Journal* 116 (2019) 1, S. 57–70 – DOI: 10.14359/51710870
- [20] Bado, M. F.; Casas, J. R.; Barrias, A.: Performance of Rayleigh-Based Distributed Optical Fiber Sensors Bonded to Reinforcing Bars in Bending. *Sensors* 18 (2018) 9, 3125 – DOI: 10.3390/s18093125
- [21] Fernandez, I.; Berrocal, C. G.; Rempling, R.: Long-Term Performance of Distributed Optical Fiber Sensors Embedded in Reinforced Concrete Beams under Sustained Deflection and Cyclic Loading. *Sensors* 21 (2021) 19, 6338 – DOI: 10.3390/s21196338
- [22] Herbers, M.; Richter, B.; Gebauer, D.; Classen, M.; Marx, S.: Crack Monitoring on Concrete Structures – Comparison of Various Distributed Fiber Optic Sensors with Digital Image Correlation Method. *Structural Concrete* (zur Veröffentlichung angenommen).
- [23] Novák, B.; Stein, F.; Reinhard, J.; Dudonou, A.: Einsatz kontinuierlicher faseroptischer Sensoren zum Monitoring von Bestandsbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (2021) 10, S. 718–726 – DOI: 10.1002/best.202100070
- [24] Henault, J.-M.; Quiertant, M.; Delepine-Lesoille, S.; Salin, J.; Moreau, G.; Taillade, F.; Benzarti, K.: Quantitative strain measurement and crack detection in RC structures using a truly distributed fiber optic sensing system. *Construction and Building Materials* 37 (2012), S. 916–923 – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.05.029
- [25] Zdanowicz, K.; Bednarski, Ł.; Howiacki, T.; Sieńko, R.: Verteilte Dehnungsmessungen von Spannb-

- tonbauteilen mit faseroptischen Sensoren. *Beton- und Stahlbetonbau* 117 (2022) 7, S. 539–547 – DOI: 10.1002/best.202200035
- [26] Howiacki, T.; Sieńko, R.; Bednarski, Ł.; Zuziak, K.: Crack Shape Coefficient: Comparison between Different DFOS Tools Embedded for Crack Monitoring in Concrete. *Sensors* 23 (2023) 2, 566 – DOI: 10.3390/s23020566
- [27] Grunicke, U. H.; Lienhart, W.; Vorwagner, A.: Long-term monitoring of visually not inspectable tunnel linings using fibre optic sensing. *Geomechanics and Tunneling* 14 (2021) 1, S. 19–32 – DOI: 10.1002/geot.202000051
- [28] Gómez, J.; Casas, J. R.; Villalba, S.: Structural Health Monitoring with Distributed Optical Fiber Sensors of tunnel lining affected by nearby construction activity. *Automation in Construction* 117 (2020), 103261 – DOI: 10.1016/j.autcon.2020.103261
- [29] Bao, X.; Chen, L.: Recent progress in distributed fiber optic sensors. *Sensors* 12 (2012) 7, S. 8601–8639 – DOI: 10.3390/s120708601
- [30] Bado, M. F.; Casas, J. R.: A Review of Recent Distributed Optical Fiber Sensors Applications for Civil Engineering Structural Health Monitoring. *Sensors* 21 (2021) 5, 1818 – DOI: 10.3390/s21051818
- [31] Samiec, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. *Photonik* (2011) 6, S. 34–37.
- [32] Clauß, F.; Ahrens, M. A.; Mark, P.: Thermo-mechanical experiments on reinforced concrete beams: Assessing thermal, mechanical, and mixed impacts on fiber optic measurements. *Structural Concrete* 23 (2022) 6, S. 3521–3537 – DOI: 10.1002/suco.202100890
- [33] Koschemann, M.; Curbach, M.; Marx, S.: Investigation of local bond behavior using distributed optical fiber sensing. In: Hofmann, J.; Plizzari, G. (Hrsg.): *Proc. of 5th Int. Conf. Bond in Concrete*, 25.–27.07.2022 in Stuttgart, 2022, S. 133–145.
- [34] Speck, K.; Vogdt, F.; Curbach, M.; Petryna, Y.; Marx, S.: Dehnungsmessung bei mehraxialen Druckversuchen an Beton mittels faseroptischer Sensoren. *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (2021) 3, S. 212–221 – DOI: 10.1002/best.202000095
- [35] Nerve Sensors: Datenblatt EpsilonSensor: https://nerve-sensors.com/wp-content/uploads/2021/09/EpsilonSensor_2.pdf (Zugriff am 18.03.2023).
- [36] Vorwagner, A.; Kwapisz, M.; Lienhart, W.; Winkler, M.; Monsberger, C.; Prammer, D.: Verteilte Rissbreitenmessung im Betonbau mittels faseroptischer Sensorik – Neue Anwendung von verteilten faseroptischen Messsystemen. *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (2021) 10, S. 727–740 – DOI: 10.1002/best.202100060
- [37] Alj, I.; Quiertant, M.; Khadour, A.; Grando, Q.; Terrade, B.; Renaud, J.-C.; Benzarti, K.: Experimental and Numerical Investigation on the Strain Response of Distributed Optical Fiber Sensors Bonded to Concrete: Influence of the Adhesive Stiffness on Crack Monitoring Performance. *Sensors* 20 (2020) 18, 5144 – DOI: 10.3390/s20185144
- [38] Her, S.-C.; Huang, C.-Y.: The Effects of Adhesive and Bonding Length on the Strain Transfer of Optical Fiber Sensors. *Applied Sciences* 6 (2016) 1, 13 – DOI: 10.3390/app6010013
- [39] Her, S.-C.; Huang, C.-Y.: Effect of coating on the strain transfer of optical fiber sensors. *Sensors* 11 (2011) 7, S. 6926–6941 – DOI: 10.3390/s110706926
- [40] Bado, M. F.; Casas, J. R.; Gómez, J.: Post-processing algorithms for distributed optical fiber sensing in structural health monitoring applications. *Structural Health Monitoring* 20 (2021) 2, S. 661–680 – DOI: 10.1177/1475921720921559
- [41] Richter, B.; Herbers, M.; Marx, S.: Crack Monitoring on Concrete Structures with Distributed Fiber Optic Sensors – Towards Automated Data Evaluation and Assessment. *Structural Concrete* (under review).
- [42] Helman, A.: *The Finest Peaks: Prominence and Other Mountain Measures*. Victoria: Trafford Publishing, 2005.
- [43] Kirmse, A.; Ferranti, J. de: Calculating the prominence and isolation of every mountain in the world. *Progress in Physical Geography: Earth and Environment* 41 (2017) 6, S. 788–802 – DOI: 10.1177/0309133317738163
- [44] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion)*. Berlin, 2011.
- [45] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Berlin, 2011.
- [46] Buda-Ozóg, L.; Zięba, J.; Sienkowska, K.; Nykiel, D.; Zuziak, K.; Sieńko, R.; Bednarski, Ł.: Distributed fibre optic sensing: Reinforcement yielding strains and crack detection in concrete slab during column failure simulation. *Measurement* 195 (2022), 111192 – DOI: 10.1016/j.measurement.2022.111192
- [47] Al-Zuriqat, T.; Chillón Geck, C.; Dragos, K.; Smarsly, K.: Adaptive Fault Diagnosis for Simultaneous Sensor Faults in Structural Health Monitoring Systems. *Infrastructures* 8 (2023) 3, 39 – DOI: 10.3390/infrastructures8030039

Bildquellen

Bild 1: Stefan Gröschel, Bertram Richter

Bilder 2–4: Bertram Richter

Bilder 5–10: Max Herbers

Akustisches SpRK-Monitoring mit SEA und verteilten faseroptischen Sensoren

Dipl.-Ing. Ronghua Xu¹, Dr. Konstantin Hicke², Dipl.-Ing. (FH) Sebastian Chruscicki², Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx¹

¹ Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

² Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

KURZFASSUNG

Im vorliegenden Bericht wurde untersucht, wie Spanndrahtbrüche in einem Brückenträger sowohl mittels Schallemissionsanalyse (SEA) als auch mit (eingebetteter) verteilter faseroptischer akustischer Sensorik (DAS) zu erkennen sind. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bruchsignale anhand beider Messverfahren detektiert werden können. Die jeweils detektierten Drahtbrüche werden miteinander verglichen. Durch eine Gegenüberstellung werden SEA und DAS detailliert dargestellt.

1 Einleitung

Nachdem Ende des 19. Jahrhunderts in ersten Patenten die Idee einer Vorspannung thematisiert worden war, nahm die Entwicklung der Spannbetonbauweise ab den 1930er Jahren schnell an Fahrt auf. Vor allem die Mitte des 20. Jahrhunderts war geprägt von zahlreichen Innovationen, angefangen beim Material bis hin zu ganz neuen Bauverfahren, z. B. [1]. Ein Augenmerk lag auf der Herstellung verbesserter hochfester Spannstähle, was u. a. durch modifizierte Schmelzezusammensetzungen und Verarbeitungsverfahren gelang. Einige dieser neuartigen Stähle waren allerdings besonders empfindlich gegenüber einer kritischen Schädigungsart, der sogenannten Spannungsrisskorrosion (SpRK), welche zum damaligen Zeitpunkt noch nicht bekannt war. Die betroffenen Spannstähle brachen teilweise bereits bei der Lagerung, beim Einbau, beim ordnungsgemäßen Verpressen und auch beim Spannen plötzlich [2]. Da der Ausfall der Spannstähle in älteren Bestandsbauwerken auch lange nach der Errichtung eintreten und die Tragfähigkeit des gesamten Tragwerks enorm beeinträchtigen kann, sind eine frühzeitige Detektion der Drahtbrüche und anschließende Maßnahmen notwendig.

Als messtechnisches Verfahren hat sich die Schallemissionsanalyse (SEA) seit den 1950er Jahren etabliert [3]. Im Bauwesen wird das Messverfahren u. a. in der Bauwerksüberwachung [2], [4], bei der Detektion und Lokalisierung von Spanndrahtbrüchen [5], [6] und in der Materialforschung [7], [8] angewendet. Zahlreiche Versuche zeigen, dass der Einsatz der SEA unter bestimmten Randbedingungen zielführend ist. Allerdings ist die Schallemissionsmesstechnik kostenintensiv und daher eine optimierte Sensorkonfiguration für eine reale Praxisanwendung immer erforderlich. Eine vergleichsweise neue Alternative zu SEA ist die verteilte faseroptische akustische Sensorik (engl. *distributed acoustic sensing*, DAS), welche seit mehr als zehn Jahren angewandt und weiterentwickelt wurde [9]. Dieser neue dynamische Sensoransatz hat sich aus dem Feld der verteilten faseroptischen Sensorik (engl. *distributed fiber optic sensing*, DFOS) entwickelt, mit denen vormals hauptsächlich (quasi-)statische Messgrößen bestimmt wurden. Die Einsatzmöglichkeiten von DAS und DFOS im Bauwesen sind vielfältig und reichen vom Monitoring von Brücken [10], [11], des Straßenverkehrs [12] bis hin zur Verformungsmessung im Labormaßstab [13] und zur faseroptischen Rissdetektion [14]. Auch Anwendungen von faseroptischen Sensoren zur

akustischen Messung sind bekannt [15], [16]. Diese wurden in Feldversuchen z. B. für die Detektion von Spanndrahtbrüchen eingesetzt [17].

Ein großer Vorteil gegenüber konventionellen Sensoren, die punktuell zu installieren sind, besteht bei den DFOS darin, dass die Sensorfasern im Bauwerk eingebettet werden können, nur ein einzelner Zugang erforderlich ist und eine durchgängige Messstrecke bis zu mehreren Kilometern möglich ist. In Abhängigkeit der gewünschten Auflösung können aber auch sehr kleine lokale Dehnungsveränderungen erfasst werden, wie sie z. B. bei der Kraftumlagerung eines Spanndrahtbruchs stattfinden. Hinsichtlich der Langzeitüberwachung von Infrastrukturbauwerken erfordern DFOS einen relativ niedrigen Instandhaltungsbedarf, was wirtschaftlich vorteilhaft sein kann.

Im vorliegenden Bericht werden beide Messverfahren anhand realer Experimente zur Spanndrahtbruchdetektion vorgestellt. An einem Brückenträger (Typ BTE) wurden Drahtbrüche der eingebauten Spannglieder mit einem Trennschleifer künstlich erzeugt. Das Ziel dieser Untersuchung ist, anhand der verschiedenen Messtechniken SEA und DAS diese Drahtbrüche der Spannglieder im BTE-Träger zu detektieren.

2 Messprinzip

2.1 DAS

DAS-Systeme bestehen aus einem Messgerät zur Sensorabfrage (dem sog. Interrogator) und der Sensorfaser bzw. dem Sensorfaserkabel, welche mit dem Interrogator verbunden ist. Die Faser bzw. das Kabel wird in das zu überwachende Bauteil eingebettet bzw. auf dessen Oberfläche appliziert, so dass eine gute mechanische Ankopplung für akustische Signale oder Vibrationen besteht. Der Interrogator sendet aufeinanderfolgende, hochkohärente optische Pulse definierter Dauer bzw. Länge in die optische Faser, die einstellbare Pulswiederholrate entspricht dabei der akustischen Abtastrate des Sensors. Der optische Puls erzeugt während des Durchlaufens der Sensorfaser ein kontinuierli-

ches optisches Rückstreusignal, dessen Eigenschaften von den jeweiligen lokalen Anordnungen von Dichteschwankungen innerhalb des momentan vom Abfragepuls überdeckten Abschnitts der Faser abhängen [9], [18]. Durch die hohe Kohärenz des Pulses tragen alle Änderungen im vom Puls überdeckten Sensorabschnitt zum lokal erzeugten Rückstreusignal bei. Dies führt zu einer entsprechenden örtlichen Ungenauigkeit lokalisierter akustischer Signale mit der Größenordnung der Länge des Abfragepulses in der optischen Faser. Das Rückstreusignal durchläuft die Faser in umgekehrter Richtung und wird im Interrogator detektiert und dann weiterverarbeitet, so dass eine ortsabhängige optische Phase für jede Messposition entlang des Sensors bestimmt werden kann.

Die Zuordnung zu einem Ort (d. h. der Entfernung entlang der Faser) erfolgt über die Lichtgeschwindigkeit und die Ankunftszeit des Signals relativ zur Pulsinjektion. Findet nun eine lokale mechanische Störung, also eine Vibration oder ein akustisches Ereignis, entlang des Sensors statt, führt die entstehende dynamische axiale Dehnung der Faser zu einer Änderung der messbaren lokalen Phase. Aus dieser ortsabhängigen Phasenänderung lässt sich die verteilte dynamische Dehnung bzw. die Dehnungsrate und somit das akustische Signal errechnen. DAS kann hierbei in einem großen Frequenzbereich sensitiv sein: sowohl sehr langsame oder transiente Signale mit Änderungen auf der mHz-Skala [19] als auch sehr schnelle Änderungen und hochfrequente Signale mit bis zu einigen 10 kHz Frequenz sind detektierbar [20]. Die Rekonstruierbarkeit hängt dabei wegen des Nyquist-Theorems auch von der Abtastrate, also von der Pulswiederholrate, ab.

Der grundlegende Aufbau eines DAS-Systems und eine Skizze des Funktionsprinzips ist in Bild 1 illustriert.

2.2 SEA

Schallemission (SE) ist definiert als die Emission von elastischen Wellen während der Zustandsveränderung, z. B. einer Rissentstehung, in ei-

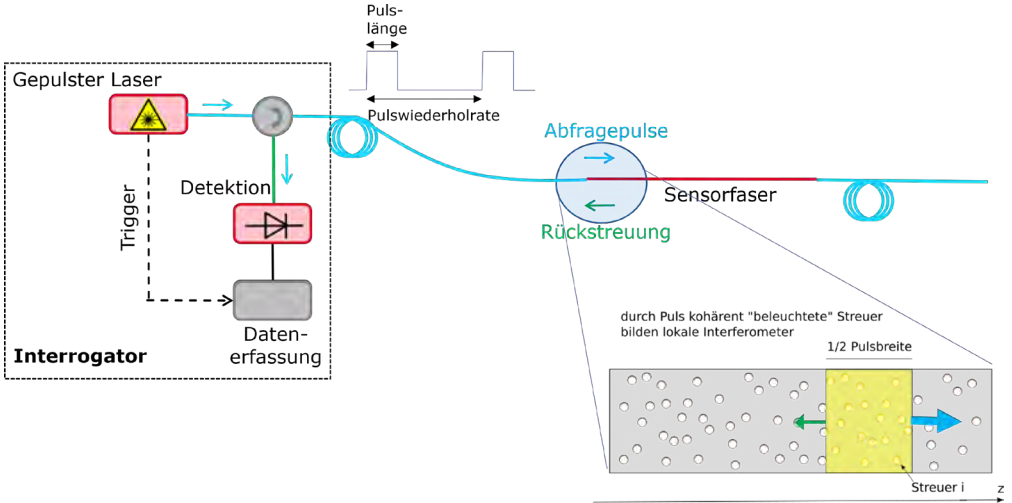


Bild 1: Skizzierter Aufbau eines DAS-Systems mit Funktionsprinzip

nem unter Spannung stehenden Material [7]. Diese Wellen, welche sowohl im menschlich hörbaren als auch unhörbaren Bereich auftreten, breiten sich als Raumwellen durch das Material aus und können von entsprechenden Messensoren empfangen werden. Für eine Schallemissionsmessung kommen oft piezoelektrische Sensoren zum Einsatz. Durch den piezoelektrischen Effekt werden die an der Sensoroberfläche gemessenen physikalischen Größen, z. B. Dehnung oder Beschleunigung, zu einer elektrischen Spannung umgewandelt. Je nach Signalstärke wird die elektrische Spannung um ein gewisses Niveau verstärkt oder gedämpft, damit sie im Messbereich des Messsystems liegt. Die Sensorspannung (analoges

Signal) wird anschließend durch einen Analog-Digital-Wandler (ADC) digitalisiert und kann danach im Rechner abgespeichert werden. Bild 2 stellt das Messprinzip der Schallemissionsmessung dar.

Die abgespeicherten Signale beinhalten Informationen zum Quellmechanismus, dem Ausbreitungsweg und der Charakteristik des Messsystems. Unter kontrollierten Randbedingungen können Rückschlüsse auf die Ursache der Zustandsänderung gezogen werden. Bei der Auswertung der Signale wird zwischen der qualitativen und quantitativen Analyse unterschieden. Bei der qualitativen Analyse werden Schallemissionsparameter (SE-Parameter) wie

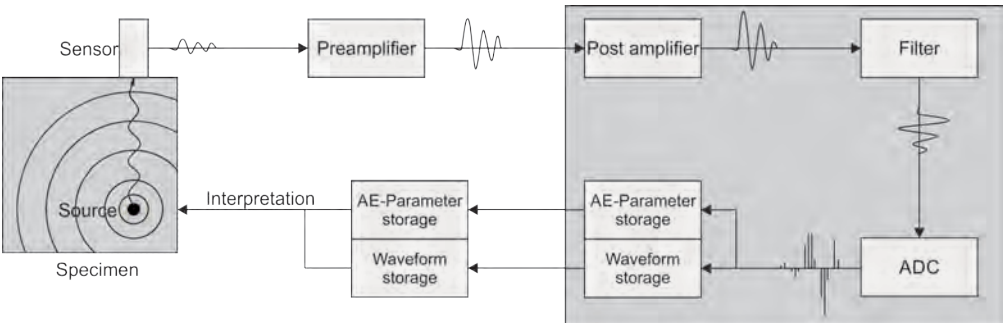


Bild 2: Messprinzip der Schallemissionsmessung, [8]

Peak-Amplitude, Signalenergie etc. extrahiert und statistisch ausgewertet. Die beobachteten Schädigungen können mit einem oder mehreren gemessenen Signalparametern korreliert werden [18]. Eine Anwendung der qualitativen Schallemissionsanalyse kann in [5] gefunden werden. In Bild 3 werden einige typische SE-Parameter veranschaulicht. Erläuterungen der einzelnen Parameter können u. a. [19] und [20] entnommen werden.

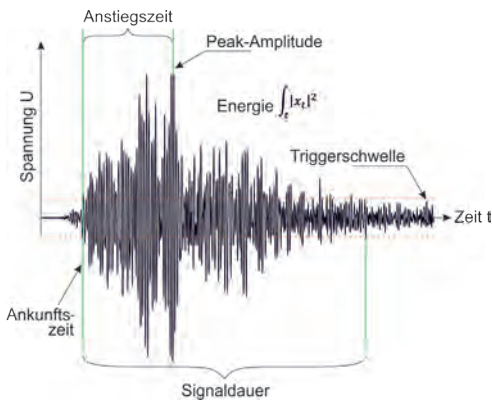


Bild 3: SE-Parameter aus einem Signal, [19]

Demgegenüber wird bei der quantitativen Analyse die gesamte transiente Wellenform des Signals benötigt. Das Signal kann nachträglich mit unterschiedlichen Analyseverfahren wie Spektral- oder Kohärenzanalyse untersucht und in vielfältigen Aspekten ausgewertet werden.

In den hier vorgestellten Untersuchungen werden die Messdaten mittels der qualitativen Analyse ausgewertet.

3 Experimentelle Untersuchungen an einem Brückenträger

3.1 Messobjekt

2019 wurde eine gegenüber SpRK gefährdete Eisenbahnbrücke aus Spannbetonfertigteilen zurückgebaut, welche

über die Schienenverkehrsstrecke von Dresden nach Leipzig führte [21]. Insgesamt sieben der abgebauten Brückenträgerelemente vom Typ BTE wurden dem Institut für Massivbau der TU Dresden für Forschungszwecke zur Verfügung gestellt.

An einem dieser BTE-Träger wurden Messungen sowohl mit Hilfe von DAS als auch SEA durchgeführt (Bild 4). Der für die Experimente verwendete BTE-Träger wurde im Jahr 1970 mit zehn Bündelspanngliedern (BSG) vorgespannt und mit den Maßen von 12 m × 2 m × 0,8 m hergestellt. Solche BTE-Träger sind Fertigteilelemente, die in der ehemaligen DDR serienmäßig für Brücken hergestellt und verbaut wurden. Jedes BSG besteht aus 24 vergüteten Hennigsdorfer Spannstählen St 140/160 mit einem Nennquerschnitt von jeweils 50 mm². Sechs von den insgesamt zehn Spanngliedern waren vor der Untersuchung bereits durch Seilsägen zerschnitten worden.

Bei den Experimenten wurden zwei der vier verbliebenen Spannglieder durchtrennt, während der BTE-Träger mit vier Einzellasten von jeweils 100 kN belastet wurde. Um die Zugänglichkeit der Spannglieder während der Experimente zu sichern, wurde der BTE-Träger vor der Untersuchung an vorgesehenen Sägeschnitten geöffnet.



Bild 4: Der BTE-Träger für Messungen mit DAS und SEA

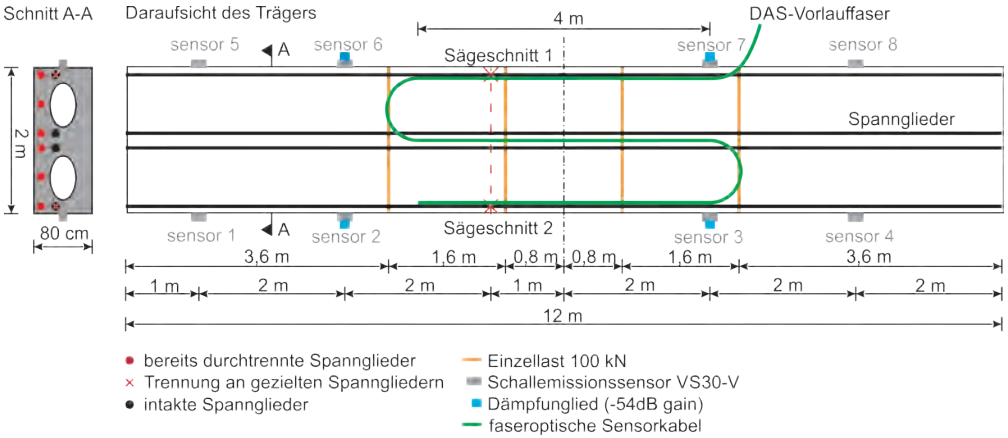


Bild 5: Messaufbau für SEA und DAS an dem Brückenträger

3.2 Messaufbau

Für die Schallemissionsmessung wurden insgesamt acht piezoelektrische Sensoren VS30-V von Vallen Systeme GmbH am BTE-Träger installiert. Die Sensoranordnung kann Bild 5 entnommen werden.

Die Sensoren 2, 3, 6 und 7 wurden jeweils mit einem Dämpfungsglied angeschlossen, während die anderen Sensoren keine Vorverstärkung bzw. Dämpfung aufwiesen. Als Messgerät kam ein Modell AMSY6 der Vallen Systeme GmbH mit acht Messkanälen zum Einsatz. Für die verteilte faseroptische akustische Sensorik wurde ein ca. 14 m langes Sensorkabel (EpsilonSensor von Nerve Sensors) in dreifacher Mäanderform auf der Unterseite des Trägers appliziert (siehe ebenfalls Bild 5). Dieser Sensor wurde mit einem kommerziellen DAS-Interrogator FEBUS A1-R von FEBUS Optics verbunden. Als Puls-wiederholrate und somit effektive Abtastrate wurde eine Frequenz von 100 kHz gesetzt. Die Pulslänge entsprach bei den Messungen 1,0 m. Die örtliche Abtastung, d. h. der Abstand benachbarter Messpunkte entlang der Faser, lag bei 0,4 m.

Die Drahtbrüche wurden künstlich mittels Trennschleifer an den beiden nah zum Außenrand liegenden Spanngliedern erzeugt (Bild 6). Die akustischen Signale während der Untersu-



Bild 6: Durchtrennung der Spannglieder mittels Trennschleifer an Sägeschnitten

chung wurden vom jeweiligen Messsystem aufgezeichnet und bezüglich der Drahtbruchdetektion analysiert.

4 Ergebnisse

4.1 DAS

4.1.1 Charakteristika DAS-Messergebnisse

Das Orts-Zeit-Diagramm in Bild 7 zeigt ein beispielhaftes DAS-Ergebnis an einem anderen Träger mit eingebettetem Sensorkabel, jedoch mit jeweils 8 m langen Schleifen (Mäander). Die

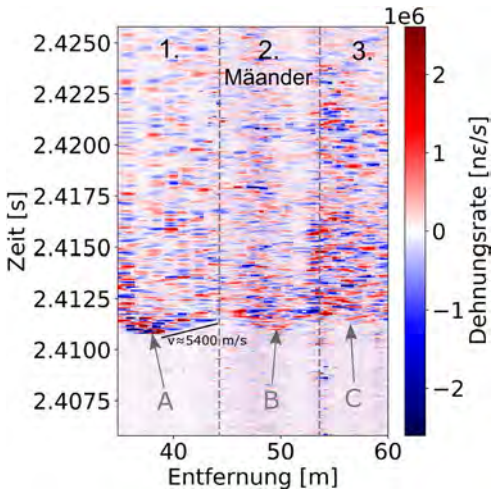


Bild 7: Beispielhaftes DAS-Messergebnis: orts- und zeitaufgelöste Dehnungsrate bei Spanndrahtbruch an einem mit einem faseroptischen Sensor instrumentierten Träger mit 8 m Mäanderlänge; die Pfeile markieren die Orte und Zeitpunkte des Auftreffens der akustischen Signale auf die drei Mäander des eingebetteten Sensorkabels

Sensorkabelschleifen sind hier in linearer Art als Entfernung entlang des Kabels dargestellt. Das Bruchereignis ist problemlos zu detektieren. Im Diagramm ist es daran zu erkennen, dass nach dem anfänglichen Intervall relativ geringer Dehnung, ca. zur Zeit $t = 2,411$ s, im ersten Sensorkabelabschnitt (1. Mäander) abrupt ein signifikantes Dehnungssignal einsetzt (Punkt A), das sich räumlich entlang des 1. Mäanders des eingebetteten Sensorkabels in V-Form ausgehend von A ausbreitet. Nach sehr kurzer Zeit hat das akustische Signal den Träger bis zum 2. eingebetteten Mäander durchdrungen und erzeugt nun auch dort, ausgehend vom Punkt B (auf einer Linie mit dem Sägeschnitt und A im 1. Mäander) ein messbares und sich auch entlang des 2. Mäanders ausbreitendes Dehnungssignal. Dies wiederholt sich am 3. Mäander des Sensorkabels mit dem Ausgangspunkt C. Die Scheitelpunkte A-C entsprechen somit den Orten und Zeiten des jeweiligen (aufeinanderfolgenden) ersten Auftreffens der durch den Bruch induzierten mechanischen Welle auf die drei Mäander der Sensorfaser. Bei ausreichend genauer Kalibrierung bzw. Einmessen von eingebetteten Sensoren kann anhand der Scheitelpunkte der Ursprung des mechani-

schen Signals, in diesem Fall des Spanndrahtbruchs, bestimmt werden. Der Anstieg des Signals bzw. die Steigung der V-Form ausgehend von den Auftreffpunkten entspricht der Ausbreitungsgeschwindigkeit des akustischen Signals im Träger. Die hier ungefähr bestimmte Geschwindigkeit von ca. 5.400 m/s entspricht der Größenordnung der Schallgeschwindigkeit in Stahl. Die messbaren Dehnungssignale halten pro Bruchereignis für ca. 20–30 ms an, bevor die Dynamik und damit die Vibration im Inneren des Trägers abgeklungen ist.

4.1.2 Automatisierte Bruchdetektion und -lokalisierung

Zur automatisierten Detektion der Spanndrahtbrüche in den DAS-Messdaten und zur Lokalisierung entlang des BTE-Trägers (Messobjekt, siehe Abschnitt 3.1) wurde der folgende Algorithmus verwendet: Ausgehend von den bestimmten orts- und zeitaufgelösten Dehnungsraten (Bild 8, links) wurden zuerst deren Absolutwerte berechnet und diese mittels eines zweidimensionalen rechteckigen Mittelungsfilters der Dimensionen (Ort, Zeit) = (0,5 ms, 1,6 m) geglättet (Bild 8, Mitte). Für jede Messposition entlang des betrachteten Sensorabschnittes wurde nun der Zeitpunkt des ersten Überschreitens eines vorher festgelegten relativen Grenzwertes und damit der Detektionszeitpunkt bestimmt. Dieser Grenzwert wurde für alle Messungen auf die 12-fache Standardabweichung der gemessenen Dehnungsverläufe festgelegt. Die ortsabhängigen Detektionszeitpunkte sind in (Bild 8, rechts) als rote Punkte markiert. Der Ort mit der frühesten Detektionszeit entspricht daher dem der Signalquelle am nächsten liegenden Abschnitt des Sensors und kann zur Lokalisierung herangezogen werden.

Es wird angemerkt, dass der oben beschriebene Algorithmus ein vergleichsweise simpler ist. Auf ggf. auftretende Besonderheiten der gemessenen Signale wie periodisch auftretende signifikante Hintergrundgeräusche ist der Algorithmus nicht ausgerichtet, was zu Fehlklassifikationen führen kann. Nichtsdesto-

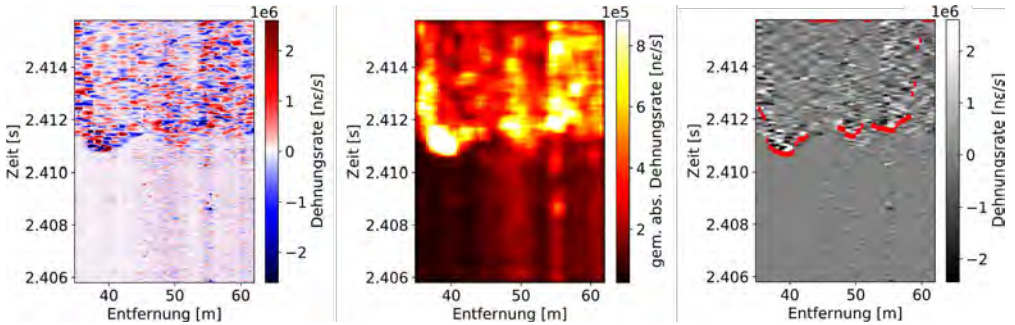


Bild 8: Illustration des Algorithmus zur automatisierten Detektion und Lokalisierung von Spanndrahtbrüchen mittels DAS: verteilte Dehnungsrate im Zeitverlauf (links) und nach Glättung der Absolutwerte (Mitte) sowie Dehnungsdynamik mit für jede Messposition in Rot eingezeichnetem Zeitpunkt der erstmaligen Überschreitung des gesetzten Signalstärke-Grenzwertes (rechts)

trotz konnten mit Hilfe des für alle Messreihen einheitlichen relativen Grenzwertes fast alle Spanndrahtbrüche korrekt detektiert werden.

4.1.3 Messergebnisse Detektion Spanndrahtbrüche mit DAS

Beim Sägeschnitt 1 wurden während der Durchtrennung der Spannglieder die akustischen Ereignisse jeweils pro erzeugtem Spanndrahtbruch einzeln mit dem verwendeten DAS-System aufgezeichnet. Eine beispielhafte Messung wird in Bild 9, links gezeigt. Bild 9 rechts stellt den ortsaufgelösten Frequenzgehalt dieses Sig-

nals dar, der mittels *fast Fourier transform* (FFT) der im linken Bild gezeigten Dynamik jeweils für alle Messpositionen berechnet wurde.

Eine ähnliche, vergleichsweise breitbandige spektrale Zusammensetzung mit maximaler Energie um eine Frequenz von ca. 4 kHz wurde für die meisten gemessenen Spanndrahtbrüche bestimmt. Zu jedem mit DAS aufgenommenen Spanndrahtbruch konnte ein akustisches Ereignis detektiert werden. Aus Gründen des Versuchsablaufs wurden jedoch während zweier Spanndrahtbrüche keine DAS-Messdaten aufgezeichnet. Insgesamt wurden also von 24 er-

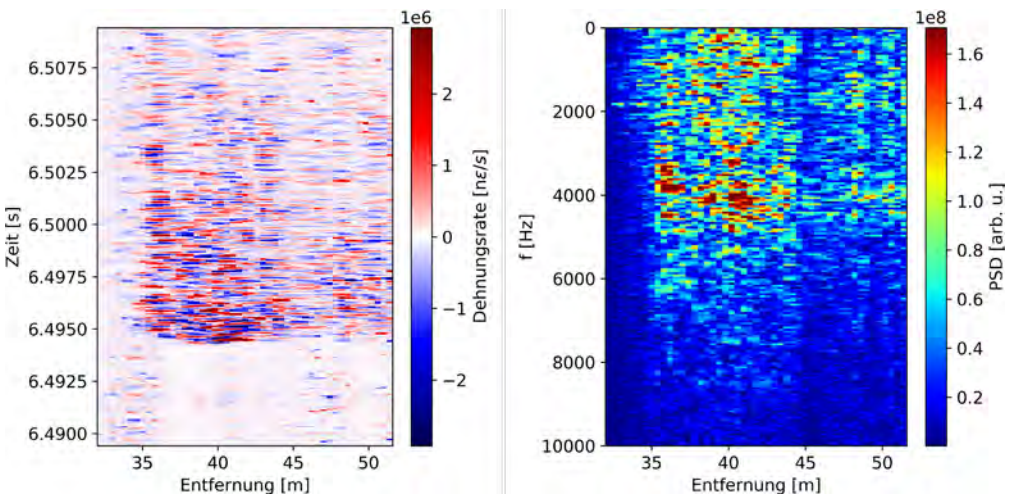


Bild 9: Beispielhaftes DAS-Messergebnis: orts- und zeitaufgelöste Dehnungsrate bei Spanndrahtbruch (links) und entsprechende mittels FFT berechnete verteilte Spektren (rechts)

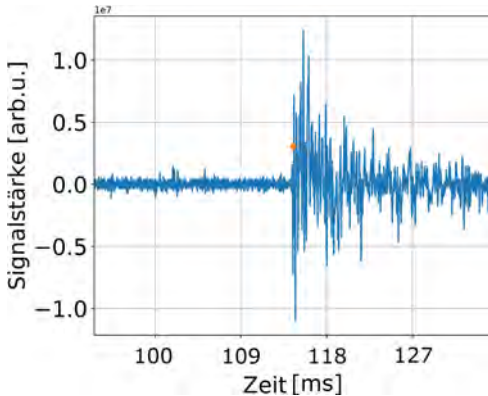


Bild 10: Zeitreihe der Signalstärke an einem einzelnen Sensorabschnitt bei Spanndrahtbruch, die sich aus Mittelung vierer benachbarter Messpositionen ergibt; die Markierung zeigt den Zeitpunkt der Überschreitung des Detektionsgrenzwertes

folgten Brüchen 22 gemessen. Nichtsdestotrotz kann die Detektionswahrscheinlichkeit mit nahezu 100 % angegeben werden. Durch die pulsartige Charakteristik der von den Spanndrahtbrüchen erzeugten Signale konnten diese bei der Messreihe am Sägeschnitt 1 eindeutig als solche klassifiziert werden.

Bild 10 zeigt die Signalstärke an einem Messabschnitt als Zeitserie, die sich aus der Mittelung der Signale an vier benachbarten Messpositionen ergibt. Die Markierung zeigt den Zeitpunkt der Überschreitung des für die Bruchdetektion gesetzten Grenzwertes (s. o.). Eine ähnliche Signalstärke ergab sich für alle mit DAS gemessenen Spanndrahtbrüche.

Bei der Lokalisierung ergab sich das folgende Bild. Bis auf ein Ereignis wurden die Ursprünge der Signale innerhalb von $\pm 1,5$ m um den Ort des Sägeschnittes (bei einer Sensorentfernung von $\sim 38,0$ m) herum lokalisiert. Die beobachtete Fluktuation der bestimmten Orte war dabei wegen der dem Verfahren geschuldeten Ortsgenauigkeit von ca. 1,0–1,5 m zu erwarten. In Tabelle 1 sind die bestimmten Zeitpunkte und Orte der detektierten Spanndrahtbrüche bei Sägeschnitt 1 dargestellt. Bei Sägeschnitt 2 wurden zudem teilweise Hammer und Meißel zur Brucherzeugung verwendet. Durch diese ebenfalls pulsartigen Ereignisse konnte ohne eine detailliertere Analyse nicht immer eine eindeutige Zuordnung zu einem Bruch oder einem Hammerschlag gemacht werden, da der oben beschriebene Detektionsalgorithmus teils auch andere akustische Ereignisse als Brüche erkannte. Zudem wurden etliche Brüche bei dieser Messreihe nicht aufgezeichnet. Auf eine aufgeschlüsselte Darstellung wird daher verzichtet.

4.2 SEA

Während der Durchtrennung der Spannglieder wurden Schallereignisse an den acht installierten Sensoren gemessen. Die Sensoren 2, 3, 6 und 7 wurden bei den Versuchen zu stark gedämpft und konnten nur Signale mit einem relativ niedrigen Signal-Rausch-Verhältnis (SNR) aufzeichnen. Diese vier Sensoren sind deshalb bei der Auswertung nicht einbezogen. Bild 11 zeigt die maximale Amplitude jedes Schallereignisses.

Nr.	Uhrzeit	Position [m]	Nr.	Uhrzeit	Position [m]	Nr.	Uhrzeit	Position [m]
1	13:59:17	38,4	9	14:27:26	38,4	17	14:53:59	38,4
2	13:59:57	41,6	10	14:30:54	38,4	18	14:55:48	38,0
3	14:00:43	38,0	11	14:36:30	37,6	19	14:56:04	38,8
4	14:01:48	38,0	12	14:38:06	39,6	20	14:56:39	37,6
5	14:03:49	38,0	13	14:41:52	39,2	21	15:03:05	37,2
6	14:17:35	38,4	14	14:44:23	40,0	22	15:03:38	37,6
7	14:18:08	38,4	15	14:45:43	36,8			
8	14:26:06	39,6	16	14:50:47	37,6			

Tabelle 1: Zeitpunkte und Positionen der mittels DAS detektierten Spanndrahtbrüche bei Sägeschnitt 1

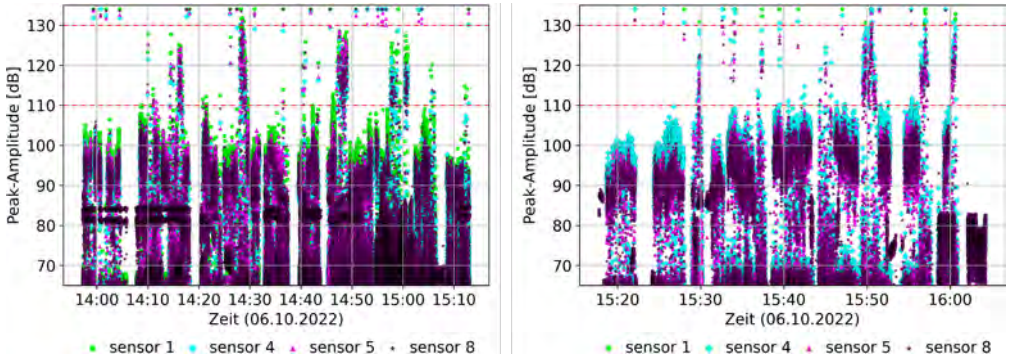


Bild 11: Maximale Amplitude der Schallereignisse während der Spanngliedrennung an den Sägeschnitten 1 (links) und 2 (rechts)

nisses über die Zeit. Unterhalb von ca. 110 dB befinden sich zahlreiche Signale, die dicht nacheinander aufgetreten sind. Diese Signale werden als Hintergrundrauschen betrachtet. Allerdings beträgt das Hintergrundrauschen auch manchmal deutlich über 110 dB, was auf den Trennprozess zurückgeführt wird. Die Abläufe waren nicht immer gleichmäßig, sondern teilweise auch mit ruckartigen Bewegungen durch Verkantung der Trennscheibe verbunden. Die hiermit einhergehende erhöhte Reibung hatte auch eine entsprechende Geräuschentwicklung zur Folge. Die Signale, deren Amplituden über 130 dB liegen, resultieren aus energievollen

Bruchprozessen und werden hier als Bruchsignale der Spannglieder interpretiert.

Das kann durch einen Vergleich der Signalenergien in Bild 12 bestätigt werden. Die Signale, deren Amplituden weit über dem Hintergrundrauschen stehen (> 130 dB), haben auch eine viel größere Energie im Vergleich zu den Rauschsignalen, welche sehr geringe Energiewerte aufweisen. Diese sich vom Hintergrundrauschen gut unterscheidenden Signale sind mit hoher Wahrscheinlichkeit Drahtbrüche der Spannglieder und können eindeutig als solche klassifiziert werden. Nach Betrachtung aller Signale wurde

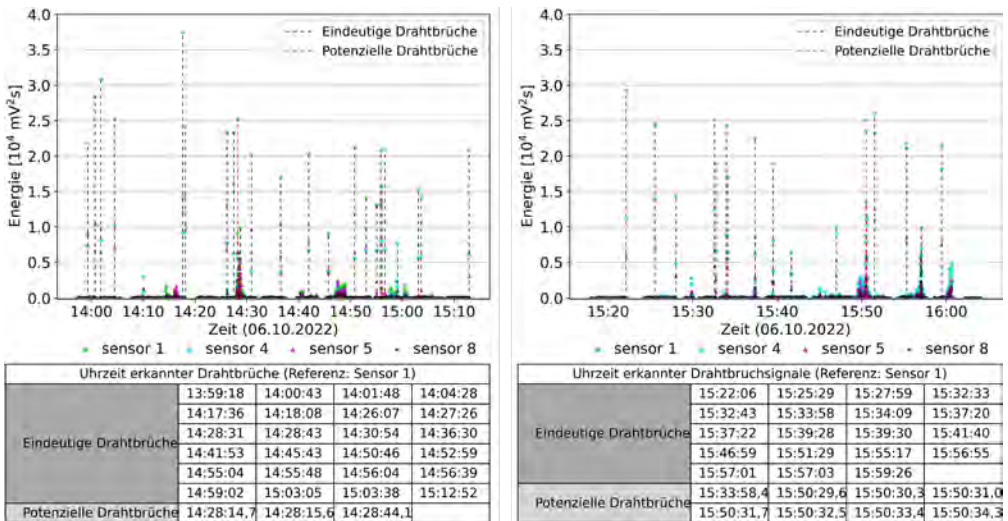


Bild 12: Energien aller Schallereignisse und Uhrzeiten der detektierten Drahtbruchsignale an den Sägeschnitten 1 (links) und 2 (rechts)

eine Energiestufe von $5.000 \text{ mV}^2\text{s}$ als die Untergrenze möglicher Bruchsignale am Sensor 1 festgelegt. Bei der Auswertung werden die Signale am Sensor 1, deren Energie diese Untergrenze überschreitet und die Differenz ihrer Auftrittszeiten $> 1 \text{ s}$ ist, als eindeutige Bruchsignale klassifiziert und in Bild 12 in Form von gestrichelten schwarzen Linien hervorgehoben.

Eine zweifelsfreie Zuordnung ist jedoch nicht immer gegeben. In den Zeitfenstern von 14:25 bis 14:30 Uhr und von 14:45 bis 14:50 Uhr in Bild 12 links fallen beispielsweise dicht beieinanderliegende Energieeinträge auf. Diese repräsentieren den Amplitudenbereich von 110–130 dB in Bild 11 in der gleichen Zeit. Eine genaue Interpretation dieser Signale ist nur schwer möglich, weil aufgrund der äußerst hohen Ereignisrate keine eindeutige Beziehung zwischen den Arbeiten am Spannglied und den Signalen hergestellt und ein „lautes“ Rauschsignal mit einer hohen Amplitude daher nicht ohne Weiteres ausgeschlossen werden kann. Auf der anderen Seite sind die Energien solcher Signale jedoch viel höher als die typischen Rauschsignale. Die Wellenformen solcher Signale weisen auch nach visueller Betrachtung eine gewisse Ähnlichkeit zu den eindeutigen Bruchsignalen auf, was der Charakteristik der Drahtbruchsignale entspricht. Da ein Zweifel hinsichtlich der Interpretation dieser Signale besteht, werden sie als potenzielle Drahtbrüche der Spannglieder klassiert. Bei der Auswertung werden die Signale am Sensor 1, deren Energie $> 5.000 \text{ mV}^2\text{s}$ und bei denen die Differenz ihrer Auftrittszeiten $\leq 1 \text{ s}$ sind, als potenzielle Drahtbrüche in Bild 12 in Form von gestrichelten grauen Linien hervorgehoben. Die Uhrzeiten der detektierten Spanndrahtbruchsignale werden in Bild 12 tabellarisch angegeben. Die Ergebnisse der SEA-Analyse sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Es können jeweils 24 und 19 Signale für die Sägeschnitte 1 und 2 eindeutig einem Drahtbruch als Quelle zugeordnet werden. Zudem wurden noch jeweils 3 bzw. 8 Signale gemessen, die auf Grundlage der beiden untersuchten Signalfeatures nicht zweifelsfrei zugeordnet werden können und daher als potenzielle Drahtbrüche klassiert werden. Für beide Sägeschnitte liegen somit Falsch-positiv-Ereignisse vor. Auffällig ist, dass deutlich mehr Bruchereignisse am Sägeschnitt 2 als am Sägeschnitt 1 den potenziellen Bruchereignissen zuzuordnen sind. Das kann dadurch begründet werden, dass in der späteren Phase der Arbeiten am Sägeschnitt 2 die Spanndrähte nicht einzeln, sondern zeitgleich durchtrennt wurden und sich daher überlagert haben. Die Signale treten um 15:50 Uhr kurz nacheinander auf und können wegen dem vorab erläuterten Grund schwer dem Rauschen oder Bruchsignalen zugeordnet werden.

4.3 Vergleich der Ergebnisse von SEA und DAS

Für den Sägeschnitt 1 konnten die meisten mit SEA und DAS detektierten Spanndrahtbruchereignisse einander zugeordnet werden. Trotzdem gab es Ereignisse, die jeweils nur mit einem Verfahren als Spanndrahtbruch detektiert wurden. Zu beachten ist dabei, dass mit SEA dauerhaft gemessen wurde, DAS-Messungen hingegen nur um zu erwartende Brüche herum aufgenommen wurden. Es ist daher nicht auszuschließen, dass dadurch einige Brüche mit DAS nicht aufgezeichnet wurden. Nichtsdestotrotz wurden 22 als Spanndrahtbrüche identifizierte Ereignisse mit DAS gemessen, während mit SEA 24 Ereignisse als Spanndrahtbrüche identifiziert wurden. In Bild 13 wird der zeitliche Ablauf der mit beiden Verfahren detektierten Brüche als Vergleich dargestellt. Die mittels DAS und SEA bestimmten Zeitpunkte korrespondie-

Pos.	Anzahl der detektierten Drahtbrüche		Anzahl der realen Drahtbrüche
	Eindeutige Ereignisse	Potenzielle Ereignisse	
Sägeschnitt 1	24	3	24
Sägeschnitt 2	19	8	24

Tabelle 2: Zusammenfassung der mittels parameterbasierter SEA detektierten Spanndrahtbrüche

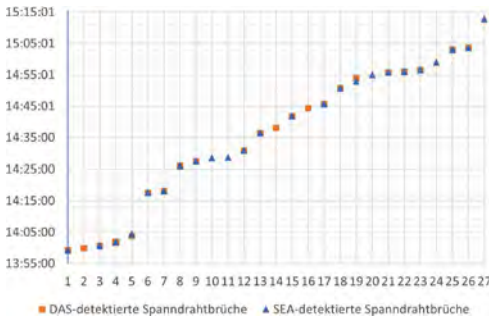


Bild 13: Zeitpunkte der mit SEA und DAS detektierten Spanndrahtbrüche beim Sägeschnitt 1 im Vergleich

render Ereignisse stimmen hierbei bei maximal 1 s Abweichung (außer Bruch 19) miteinander überein. Es ist bei diesen Ereignissen mit hoher Wahrscheinlichkeit davon auszugehen, dass es sich um reale Brüche handelt.

4.4 Diskussion

Der Beitrag untersuchte die Signalklassifizierung von Drahtbrüchen mit Hilfe der Schallemissionsanalyse anhand weniger Parameter wie Peak-Amplitude und Signalenergie. Es wurde gezeigt, dass Drahtbrüche bei niedrigem Hintergrundrauschen problemlos detektiert werden können. Liegt ein hohes Hintergrundrauschen vor, wie es z. B. bei lärmintensiven Arbeiten mit einem Trennschleifer der Fall ist, ist eine parameterbasierte Schallemissionsanalyse zur Drahtbruchdetektion nur beschränkt zielführend. Zusätzlich zu den erzeugten Drahtbrüchen wurden weitere Ereignisse detektiert, die nicht zweifelsfrei als Hintergrundrauschen klassifiziert werden konnten und somit als potenzielle Drahtbrüche eingestuft wurden. In diesen Fällen sind genauere Analysen der Bruchsignale erforderlich. Geeignete Werkzeuge hierzu werden am Institut für Massivbau der TU Dresden erforscht und basieren z. B. auf künstlicher Intelligenz [22].

Bei den DAS-Messungen ergab sich Ähnliches: Es ließ sich jeder aufgenommene Spanndrahtbruch detektieren, bei pulsartigen Störsignalen wie Hammerschlägen auf die Spannglieder kam es jedoch durch den simplen Auswertalgorithmus bei der Messreihe zum Sägeschnitt 2

zu falsch-positiven Klassifikationen. Mit detaillierterer Signalanalyse bzw. mittels geeigneter, z. B. auf maschinellem Lernen basierenden Methoden [12] ist davon auszugehen, dass die korrekte Zuordnung von akustischen Signalen zu realen Spanndrahtbrüchen auch bei signifikanten Störgeräuschen in nahezu allen Fällen möglich ist. Die Lokalisierung der Signalquelle mittels DAS war im Rahmen der Möglichkeiten sehr erfolgreich; die Abweichung vom tatsächlichen Ort des jeweiligen Bruchs lag in den meisten Fällen im Bereich der sich aus der optischen Pulslänge ergebenden Unschärfe. Bei genauerer Einmessung der Sensorfaser und größerer Länge der eingebetteten Faser ist eine genauere Lokalisierung nicht nur linear entlang des eingebetteten Sensors, sondern grundsätzlich auch projiziert auf die Bauteilgeometrie insgesamt möglich.

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurde untersucht, inwieweit Spanndrahtbrüche in Brückenträgern mittels Schallemissionsanalyse (SEA) als auch mit (eingebetteter) verteilter faseroptischer akustischer Sensorik (DAS) detektiert werden können. Dafür wurden solche Brüche künstlich an einem BTE-Träger erzeugt und die Signale mit beiden genannten Systemen gemessen. Es zeigte sich, dass in Situationen ohne starke Hintergrundstörgeräusche beide Ansätze die übergroße Mehrheit der erzeugten Brüche zuverlässig und zeitgleich als solche detektierten. Bei starken Hintergrundgeräuschen bestand eine nicht zu vernachlässigende Falsch-positiv-Rate. Bei dieser spielte bei SEA hauptsächlich der Geräuschpegel und bei DAS die pulsartige Charakteristik der Störgeräusche eine Rolle. Mittels DAS konnten die Orte der Spanndrahtbrüche, und damit die akustischen Signalquellen, zudem mit einer Genauigkeit von 1,5 m lokalisiert werden.

Dank

Die hier präsentierten Schallemissionsmessungen wurden vom Verbundvorhaben KISWind unterstützt, gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK)

(FKZ: 03EE2025A). Wir danken der Hentschke Bau GmbH, Bautzen für die Bereitstellung der Versuchskörper und die Versuchunterstützung im Rahmen von IDA-KI (FKZ: 19FS2013C).

Literatur

- [1] Haegermann, G.; Huberti, G.; Möll, H.: Vom Caementum zum Spannbeton. Beiträge zur Geschichte des Betons. Band 1. Teil C: Der Spannbeton. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag, 1964.
- [2] Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 2, S. 85–94 – DOI: 10.1002/best.201800087
- [3] Ohtsu, M.: The history and development of acoustic emission in concrete engineering. Magazine of Concrete Research 48 (1996) 177, S. 321–330.
- [4] Schumacher, T.; Higgins, C.; Lovejoy, S. C.: Acoustic Emission Monitoring of Conventionally Reinforced Concrete Highway Bridges Under Service Conditions. In: Büyükoztürk, O.; Taşdemir, M. A.; Güneş, O.; Akkaya, Y. (Hrsg.): Proc. of. Symp. Nondestructive Testing of Materials and Structures, 15.–18.05.2011 in Istanbul (Turkey), RILEM Bookseries no. 6, Dordrecht: Springer, 2013, S. 847–853.
- [5] Käding, M.; Schacht, G.; Marx, S.: Acoustic Emission analysis of a comprehensive database of wire breaks in prestressed concrete girders. Engineering Structures 270 (2022), S. 1–14 – DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114846
- [6] Fricker, S.: Schallemissionsanalyse zur Erfassung von Spanndrahtbrüchen bei Stahlbetonbrücken. Bericht, ETH Zürich, 2010.
- [7] Große, C.: Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall. Diss., Universität Stuttgart, 1996.
- [8] Stefan, K.: Schallemissionsmessungen bei Versuchen an Stahlbeton. Diss., ETH Zürich, 2000.
- [9] Hartog, A. H.: An Introduction to Distributed Optical Fibre Sensors, Fiber Optic Sensors. Boca Raton: CRC Press, 2018.
- [10] Wosniok, A.; Jansen, R.; Cheng, L.; Toet, P.; Doppenberg, E.; Jong, W.; Chruscicki, S.: Static load monitoring of a concrete bridge using a high-precision distributed optic sensor system. In: Open access portal of nondestructive testing (Hrsg.): Proc. of 5th Int. Conf. on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 08/2019 in Potsdam, erschienen in: e-Journal of Nondestructive Testing 25 (2020) 1, 8 S.
- [11] Glišić, B.; Posenato, D.; Inaudi, D.: Integrity monitoring of old steel bridge using fiber optic distributed sensors based on Brillouin scattering. In: Wu, H. F.; Diaz, A. A.; Shull, P. J. (Hrsg.): Proc. SPIE 6531, Non-destructive Characterization for Composite Materials, Aerospace Engineering, Civil Infrastructure, and Homeland Security 2007, 65310P, 19.04.2007 in San Diego (USA), 2007, 8 S. – DOI: 10.1117/12.716055
- [12] Karapanagiotis, C.; Hicke, K.; Krebber, K.: A collection of machine learning assisted distributed fiber optic sensors for infrastructure monitoring. tm – Technisches Messen 90 (2023) 3, S. 1–19 – DOI: 10.1515/teme-2022-0098
- [13] Speck, K.; Vogdt, F.; Curbach, M.; Petryna, Y.; Marx, S.: Dehnungsmessung bei mehraxialen Druckversuchen an Beton mittels faseroptischer Sensoren. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 3, S. 212–221 – DOI: 10.1002/best.202000095
- [14] Hüskens, G.; Pirsakawetz, S.; Hofmann, D.; Basedau, F.; Gründer, K.; Kadoke, D.: The load-bearing behaviour of a reinforced concrete beam investigated by optical measuring techniques. Materials and structures 54 (2021) 102, 11 S. – DOI: 10.1617/s11527-021-01699-6
- [15] Willberry, J. O.; Papaalias, M.: Structural Health Monitoring Using Fibre Optic Acoustic Emission Sensors. Sensors (Basel, Switzerland) 20 (2020) 21 – DOI: 10.3390/s20216369
- [16] Liao, C.-M.; Hicke, K.; Bernauer, F.; Igel, H.; Hadziioannou C.; Niederleithinger E.: Multi-Sensor measurements on a large-scale bridge model. In: Isecke, B.; Krieger J. (Hrsg.): Tagungshandbuch zum 5. Brückenkolloquium, 06./07.09.2022 in Ostfildern, 2022, S. 223–230.
- [17] Lu, X.; Chruscicki, S.; Schukar, M.; Münzenberger, S.; Krebber, K.: Application of Intensity-Based Coherent Optical Time Domain Reflectometry to Bridge Monitoring. Sensors (Basel, Switzerland) 22 (2022) 9 – DOI: 10.3390/s22093434
- [18] Große, C.; Schumacher, T.: Anwendungen der Schallemissionsanalyse an Betonbauwerken. Bautechnik 90 (2013) 11, S. 721–731 – DOI: 10.1002/bate.201300074
- [19] Brunner, A. J.; Baensch, F.; Bohse, J.; Lackner, G.; Sause, M. G. R.: Kompendium Schallemissionsprüfung – Grundlagen, Verfahren und praktische Anwendung. Ausgabe März 2022.
- [20] DIN EN 1330-9:2017-10: Zerstörungsfreie Prüfung – Terminologie – Teil 9: Begriffe der Schallemissionsprüfung.
- [21] Giese, N. J.: Untersuchung an spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannbetonfertigteilträgern. Projektarbeit, Technische Universität Dresden, 2020.
- [22] Projekthomepage: Schallemission zur Schadenserkenkung. <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/Ingenieurbau/WEA/SE-Monitoring> (abgerufen am 01.04.2023).
- [11] Glišić, B.; Posenato, D.; Inaudi, D.: Integrity monitoring of old steel bridge using fiber optic distributed sensors based on Brillouin scattering. In: Wu, H. F.; Diaz, A. A.; Shull, P. J. (Hrsg.): Proc. SPIE 6531, Non-destructive Characterization for Composite Materials, Aerospace Engineering, Civil Infrastructure, and Homeland Security 2007, 65310P, 19.04.2007 in San Diego (USA), 2007, 8 S. – DOI: 10.1117/12.716055
- Bilder 1, 7–10, 13: BAM
Bild 2: [8]
Bild 3: [19]
Bilder 4–6, 11, 12: Ronghua Xu

Ersatz von Auflagerkonsolen für schwere Kranbahnträger im Bauwerksbestand

Dipl.-Ing.(FH) Alexander Dreiling, Dipl.-Ing. Marco Rieche, Dipl.-Ing. Peter Kretzschmar
HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult IKS, Frankfurt am Main

KURZFASSUNG

Mit Ende des 2. Weltkrieges waren weite Teile Deutschlands und der Industriegebiete zerstört. Nach einer Phase von Reparaturen und Erweiterungen wurden viele Betriebe auf dem Gebiet der Bundesrepublik und der DDR in den 1960er und 1970er Jahren neu errichtet oder umfassend modernisiert. Die in dieser Zeit entstandenen Industriebauten sind mittlerweile mehr als 50 Jahre in Betrieb und die rechnerisch ermittelten Lebensdauern sind oftmals überschritten. Neben einer verlängerten Nutzung der Anlagen wurden diese vielfach erweitert, neugestaltet und müssen oft höhere Produktionsbelastungen ertragen, als während der Errichtungsphase ermessen wurde. Demzufolge ergeben sich für die Erneuerung von alten Bestandsbauten und deren Kranbahnen hier im Besonderen völlig andere Randbedingungen als beim Neubau „auf der grünen Wiese“.

Am Beispiel einer sehr komplexen Umbaumaßnahme zur Erneuerung einer Kranbahn im industriellen Bestand eines Hüttenbetriebes soll die Herangehensweise bei der Umsetzung einer solchen Aufgabenstellung, beginnend bei der Verfassung der Aufgabenstellung über mögliche Variantenstudien, materialtechnische Untersuchungen der Altbestandskonstruktion bis hin zur Fertigung und Montage dargestellt werden.

1 Baumaßnahme in aller Kürze

In dem vorliegenden Beispiel handelt es sich um eine Krananlage mit „schwerem Kranbetrieb“ (Beanspruchungsklasse S7 nach DIN EN 1991-3 [1]) in einer Kupferhütte, welche in Stahlbauweise errichtet und aufgrund der rechnerisch erschöpften Lebensdauer (aus Sicht der Materialermüdung) sowie der gewünschten Kapazitätssteigerung in jüngster Vergangenheit ausgetauscht und erweitert wurde. Neben den Kranbahnträgern selbst mussten alle vorhandenen Auflagerkonsolen nach umfangreichen statischen und werkstofftechnischen Untersuchungen neu konzipiert und ersetzt werden, um den Beanspruchungen für die Dauer des geplanten Kranbetriebes gerecht zu werden.

Seit der Errichtung Anfang der 1970er Jahre wurden auf der Kranbahn zwei Brückenlaufkrane mit jeweils einer Hubkapazität von 85 t im schweren Kranbetrieb betrieben. Im Zuge

der umgesetzten Ersatzmaßnahme wurde auf Wunsch des Betreibers die Kapazität der neuen Krananlage auf drei Krane mit jeweils 125 t Hubkapazität bei selber Nutzung und gleichzeitig Verdopplung der planmäßigen Regelnutzungsdauer von 25 auf 50 Betriebsjahre gesteigert.

Die neue Kranbahn besteht aus Kranbahnträgern mit geschweißten Drei-Blech-Querschnitten und einer Bauhöhe von 1,9 bis 2,5 m, welche als statische Ein-, Zwei- bzw. Vierfeldträgersysteme mit einer Spannweite von 14 bis 25 m ausgebildet und über Konsolen auf Stahlstützen des Gebäudes gelagert sind (Bild 1). Die Auflagerkonsolen wurden entweder in die Stützen integriert oder mit einer Auskragung an die Stützen angebracht. Die Notwendigkeit der Differenzierung liegt in der Bestandskonstruktion der Stützen und den vorhandenen Platzverhältnissen begründet.

Die Erneuerung der Krananlage erforderte aufgrund der völlig neuen Randbedingungen



Bild 1: Übersicht Kranbahn

eine detaillierte statische Bewertung des in Stahlbauweise errichteten Hallentragwerks. Bei üblichen Hallen mit schweren Krananlagen sind die Beanspruchungen der Stützen und Aussteifungssysteme der Halle infolge der Lasten aus Kranbetrieb i. d. R. deutlich höher als infolge von Wind, Schnee etc., sodass – wie auch im vorliegenden Fall – das bestehende Hallentragwerk an den maßgebenden Stellen vor dem Austausch der Kranbahnträger sehr aufwändig verstärkt werden musste, worauf später jedoch nicht näher eingegangen wird.

2 Planungsgrundsatz

Viele Industrieanlagen werden quasi im Dauerbetrieb betrieben. Unterbrechungen der Produktion für die Durchführung von Instandhaltungs- oder Umbaumaßnahmen sind unerwünscht, da sie aus technologischen Gründen mit hohem Aufwand oder hohen Produktionsausfallkosten verbunden sind. In solchen Fällen ist es daher aus wirtschaftlicher Sicht nicht sinnvoll, Verstärkungs- und Ersatzkonstruktionen im Hinblick auf Materialeinsparungen zu optimieren. Vielmehr sollte einer Minimierung der Produktionsstillstandszeiten durch Planung entsprechender Konstruktionsdetails der Vor-

zug gewährt werden, indem z. B. möglichst viele Maßnahmen vor dem Stillstand des laufenden Betriebes vorbereitet und umgesetzt werden und die Konstruktion montagefreundlich gestaltet wird. Es wurden unter Einbezug der Montagefirma, des Betreibers und eines Materialprüflabors verschiedene Ausführungsvarianten der Ertüchtigungsmaßnahmen an den Konsolen diskutiert und statisch untersucht, welche nachfolgend vorgestellt werden.

3 Konstruktive Gestaltung und Risiken

3.1 Variante 1 – geschweißte Querschnittsergänzung

Zunächst bietet sich die naheliegende Variante an, nämlich bestehende Konsolen durch Anschweißen zusätzlicher Blechlamellen ohne Veränderungen der Bestandskonstruktion zu verstärken. Diese Variante hat gegenüber anderen den entscheidenden Vorteil, dass sie i. d. R. quasi im laufenden Betrieb ohne längere bzw. zusammenhängende Produktionsunterbrechungen ausgeführt werden kann.

Für die Kranbahnträgerkonsolen stellen die zyklisch auftretenden, vertikalen Kranlasten die

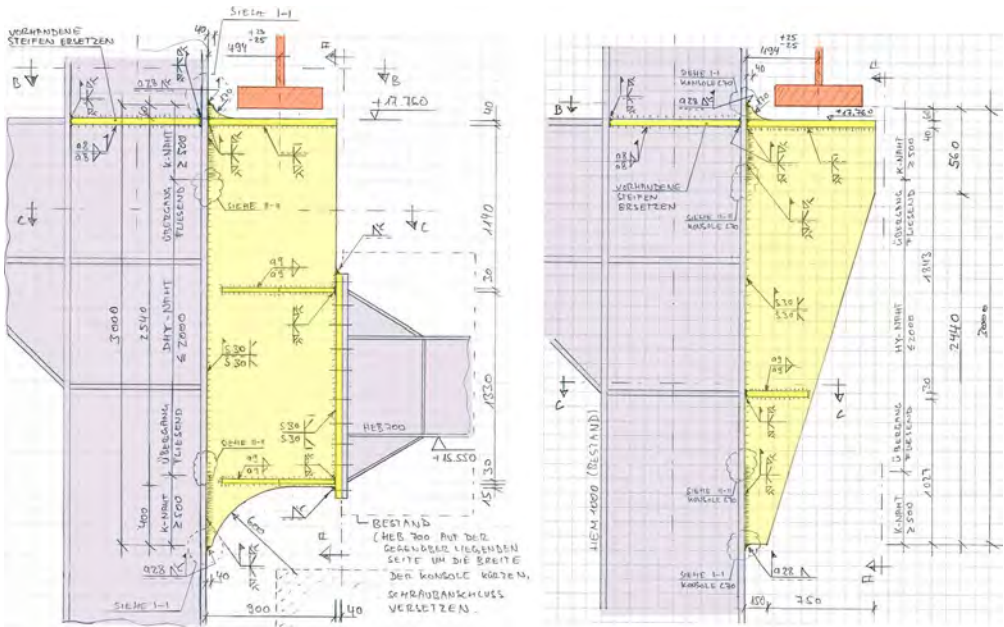


Bild 2: Geschweißte Varianten der Sonderkonsolen (links mit Kragarm)

Hauptbeanspruchung dar. Aus diesem Grund sind für Auflagerkonsolen und ggf. auch für die Stützen der Kranbahnträger i. d. R. Ermüdungsnachweise zu führen. Beim Austausch von Kranbahnen im Bestand ist zu beachten, dass die Konsolen aus dem bisherigen Kranbetrieb bereits eine ermüdungsbedingte Materialschädigung erfahren haben, welche bei den Ermüdungsnachweisen der Konsolen für die weitere Nutzung in der Gesamtschädigungsberechnung berücksichtigt werden muss, sofern das vorgeschädigte Material/Bauteil nicht ausgetauscht bzw. auch zukünftig durch Kranlasten beansprucht werden soll. Des Weiteren muss ggf. durch zusätzliche Untersuchungen sichergestellt werden, dass die mechanischen Eigenschaften des Bestandsmaterials und die Ausführungsqualität der Schweißnähte den in den aktuellen Bemessungsvorschriften unterstellten Anforderungen genügen.

Im vorliegenden Fall konnte an den maßgebenden Schweißnahtkerbdetails der Bestandskonsolen bereits für die bisherige Nutzung keine ausreichende Ermüdungssicherheit nachgewie-

sen werden. Zudem wurden im Rahmen einer visuellen Prüfung an den relevanten Schweißnähten Oberflächenunregelmäßigkeiten in Form von unzulässigen Einbrandkerben, Poren und Rissen festgestellt. Das vorgeschädigte Material barg daher ein potenzielles Risiko für die Entstehung und Ausbreitung von Rissen während der weiteren Krannutzungsperiode, sodass eine vom Betreiber priorisierte Verstärkungsvariante der Bestandskonsolen ohne Eingriffe in die Bestandskonstruktion und Produktionsstillstände nicht möglich gewesen ist. In der Konsequenz waren eine Beseitigung des ermüdungsgeschädigten Materials in den Schweißnahtbereichen der Bestandskonsolen zu den Stützen und damit ein vollständiges Abtrennen einiger Kranbahnträgerkonsolen (vier Sonderkonsolen) unumgänglich.

3.2 Variante 2 – Altstahl, ein Risiko?

Für die vier an den Stützen auskragend angeschweißten Sonderkonsolen wurde eine Lösung erarbeitet, welche einen Kompletttausch der Bestandskonsolen, inklusive der in den Stützen

angeordneten Steifen, vorsah. Die alten Konsolen sollten am Anschnitt zum Stützenflansch abgetrennt und an der gleichen Stelle neue, in der Werkstatt vorgefertigte Konsolen angeschweißt werden. Nach dem Abtrennen der alten Bauteile sollten die Schweißnahtbereiche am Stützenflansch blechen beschliffen und vor der Montage neuer Konsolen einer Oberflächenriss- und Volumenprüfung unterzogen werden, um Fehler im Grundmaterial auszuschließen.

Die neuen Konsolen wurden für die vorhandenen Beanspruchungen aus Kranbetrieb bemessen und bestanden im Wesentlichen aus einem 90 mm dicken, vertikalen Blech mit einer Bauhöhe von ca. 3 m, mit daran am oberen Ende seitlich angeschweißten, 40 mm dicken horizontalen Auflagerblechen (Bild 2). Aufgrund hoher Ermüdungsbeanspruchungen war i. d. R. eine

Durchschweißung der Bleche erforderlich. Die Baustellenschweißnaht zwischen dem Stützenflansch und dem vertikalen Blech konnte derart optimiert werden, dass eine vollständige Durchschweißung nur lokal in den hochbeanspruchten Bereichen (am oberen und unteren Blechende) aufgrund der notwendigen Kerbfalleinstufung bei dem Ermüdungsnachweis gewährleistet werden musste, wodurch das Schweißnahtvolumen und somit die erforderlichen Schweißarbeiten auf der Baustelle erheblich minimiert würden.

Für die zehn in die Stützen integrierten Regelkonsolen bestand der Lösungsansatz darin, das horizontale Konsolblech, die Steifen in den Stützen sowie die vertikale Konsolsteife nach vollständiger Beseitigung ihrer ermüdungsgeschädigten Schweißnähte und Bearbeitung der

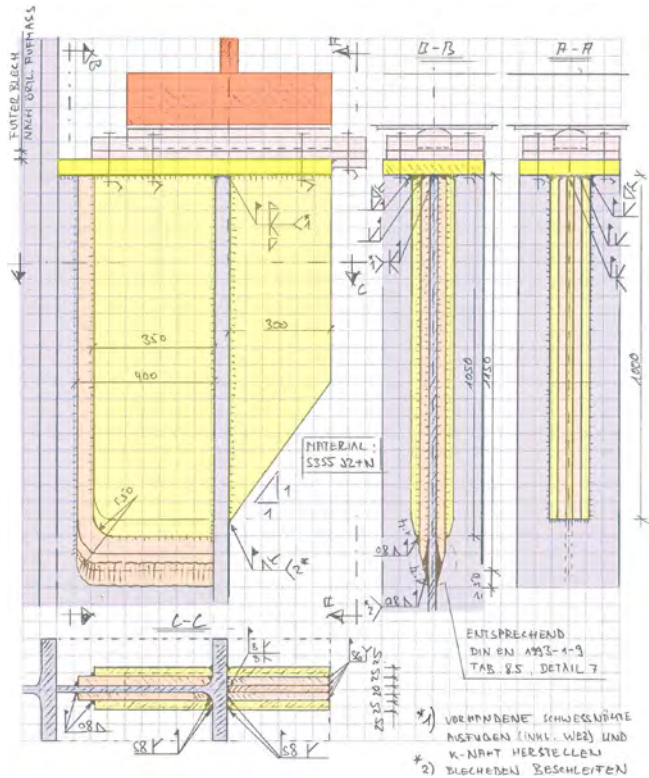


Bild 3: Lamellenverstärkte Variante der Regelkonsole

Stützenoberfläche zu ersetzen und den Stützensteg durch mehrere angeschweißte Blechlamellen zu verstärken (Bild 3). Aufgrund der notwendigen hohen Kerbfalleinstufung bei den Ermüdungsnachweisen mussten die vertikalen Bleche am Anschluss zum horizontalen Auflagerblech vollständig durchgeschweißt werden. Die Stegverstärkungen wurden aus mehreren dünneren Blechen anstelle von wenigen dicken Blechen geplant. Durch diese konstruktive Maßnahme konnte an durchgeschweißten Nähten das Schweißnahtvolumen und damit kostbare Montagezeit deutlich reduziert werden.

Bei den Bestands- und den neuen Detaillösungen der Konsolen werden die Lasten aus den Konsolen planmäßig über den Stützenflansch in den Stützensteg bzw. Steifen durchgeleitet, wodurch dieser lokal durch hohe Zugspannungen in Dickenrichtung des Blechs beansprucht wird.

Es muss daher sichergestellt sein, dass das Stützenmaterial in statisch wichtigen Bereichen frei von herstellungsbedingten Inhomogenitäten ist. Diese können z. B. als parallel zur Walzoberfläche flächig ausgedehnte Materialtrennungen innerhalb des Halbzeugs vorliegen. Solche „Dopplungen“ entstehen durch das Plattwalzen von Hohlräumen (Lunker), welche sich aufgrund der Wärmeschrumpfung bei der Erstarrung der Stahlschmelze innerhalb des Werkstoffes bilden können.

Des Weiteren weisen gewalzte Stahlerzeugnisse richtungsbezogen unterschiedliche mechanische Eigenschaften auf (Anisotropie). Dabei ist ihr Formänderungsvermögen bei Beanspruchung in Dicken-, also z-Richtung des Walzerzeugnisses gegenüber Längs- und Querrichtung meist vermindert. Ursache dafür ist die beim Walzen entstehende schichtweise Anordnung von nichtmetallischen Einschlüssen (Sulfide, Oxide, Silikate) parallel zur Walzoberfläche, welche plättchen- oder zeilenförmig im Werkstoff vorliegen können. Nach Beanspruchung der Walzerzeugnisse in Dickenrichtung können beim Vorliegen der genannten Gefügefehler Brüche in Form von flächigen bzw. terrassen- oder lamellenförmigen Materialtrennungen auftreten. Diese treten häufig bereits nach dem Schweißen infolge Schrumpfspannungen der Schweißverbindung auf und stellen überwiegend ein Fertigungsrisiko dar.

Während Dopplungen mittels praxisüblicher Ultraschallprüfung nachgewiesen werden können, sind Aussagen zur Terrassenbruchneigung des Materials mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren nicht möglich.

Ein Kennwert für das Formänderungsvermögen ist die Brucheinschnürung Z , welche im Zugversuch nach DIN EN 10164 [22] durch Beanspruchen der Proben senkrecht zur Erzeugnisoberfläche zu ermitteln ist. Die entsprechenden Regelungen zur Bewertung der Terrassenbruchneigung in geschweißten Konstruktionen aus Baustahl wurden erstmals mit der Veröffentlichung von DASt-Richtlinie 014 im Jahr 1981 [3] geschaffen und in gleicher Form in die derzeit

gültige Vorschrift DIN EN 1993-1-10 [4] übernommen.

Zur Durchführung von Schweißarbeiten an historischen Stählen sind darüber hinaus Kenntnisse über den vorliegenden Werkstoffzustand von Nöten, welche oft aus der fehlenden Bestandsdokumentation nicht hervorgehen. Für moderne unlegierte Baustähle ist ihre Eignung zum Schmelzschweißen mit der Einführung der europäischen Norm DIN EN 10025 [5] vorgeschrieben. Bei der schweißtechnischen Verarbeitung der Altstähle muss ihre Schweißeignung nachträglich z. B. in Anlehnung an das Merkblatt WTA E-7-3-05/D [6] bewertet werden. Insbesondere Stähle, die vor 1980 hergestellt wurden, können neben der erwähnten Anisotropie aufgrund ihrer Legierungszusammensetzung Seigerungszone aufweisen oder zu alterungsbedingter Versprödung neigen, die neben den mechanischen Eigenschaften die Schweißeignung des Werkstoffes negativ beeinflussen und in der Konsequenz völlig neue konstruktive Detaillösungen erfordern können. Des Weiteren ist die Gefahr durch Mehrfachschweißungen zu hinterfragen.

Für das inzwischen mehr als 50 Jahre alte Material der Gebäudestützen lagen keine ausreichenden Informationen zur zuverlässigen Bewertung der materialbezogenen Risiken vor. Die bisher vorgestellten geschweißten Detaillösungen der Konsolen bargen vor allem die Gefahr, dass sie nicht wie geplant umgesetzt werden können, sofern im Materialgefüge der Stützen unzulässige Ungenzen durch zerstörungsfreie Prüfungen im Rahmen der Bauausführung festgestellt werden. Das wiederum würde eine Ersatzplanung erfordern und damit verbunden zu Verzögerungen und Produktionsausfällen führen.

Es wurden von einem Materialprüflabor an ausgewählten Stellen der Bestandsstützen Materialproben entnommen und das Material hinsichtlich der chemischen, metallurgischen und physikalischen Eigenschaften untersucht, worauf im Abschnitt 5 näher eingegangen wird. Parallel dazu wurden neue Konstruktionsva-

rianten der Auflagerkonsolen gesucht, welche durch entsprechende konstruktive Gestaltung unabhängig von den genannten Materialrisiken sind und eine Zeitersparnis bei der Montage ermöglichen könnten.

3.3 Variante 3 – Schrauben oder Schweißen?

Für die Sonder- und die Regelkonsole wurde auf Vorschlag der ausführenden Stahlbaufirma eine geschraubte Ausführungsvariante mit hochfest vorgespannten Passschrauben untersucht. Im Rahmen der Bearbeitung hat sich jedoch herausgestellt, dass die Beanspruchungen der Kranbahnträgerkonsolen im vorliegenden Fall derart hoch sind, dass keine ausreichende Ermüdungssicherheit der Konstruktion für die geforderte Regelnutzungsdauer der Kranbahn von 50 Jahren aufgrund einer vergleichsweise geringen Ermüdungsfestigkeit der Schrauben für Zugbeanspruchungen nachgewiesen werden kann und der Lösungsansatz daher verworfen werden musste.

Schraubenverbindungen können bei Umbaumaßnahmen an historischen Bestandsbauwerken, wo oftmals keine genügenden Informationen zum Gefügestand des Altstahls vorliegen, gegenüber Schweißkonstruktionen Vorteile bringen oder sogar die einzige Möglichkeit zur Verbindung von Bauteilen sein, wenn der Stahl z. B. nicht schweißgeeignet ist. I. d. R. bringen Schraubenverbindungen auch Zeiteinsparungen bei der Montage.

Grundsätzlich sollten nach Auffassung der Verfasser planmäßig wechselbeanspruchte Schraubenverbindungen an Kranbahnen mit schwerem Kranbetrieb vermieden werden. Diese erfordern einen verhältnismäßig hohen Aufwand und spezielle Kenntnisse bei ihrer Auslegung sowie einen höheren Fertigungsaufwand der Verbindungsstöße. Auf Zug wechselbeanspruchte Schrauben müssen i. d. R. aus Gründen der Tragsicherheit vorgespannt werden. Bei Verlust der Vorspannkraft, z. B. infolge von Setzungseffekten der Trennfugen, Relaxation der Schraube oder Losrütteln infolge dynamischer Beanspruchungen in Kombination mit Loch-

schlupf, können bereits wenige Lastwechsel zu Ermüdungsbrüchen der Schrauben und zum Versagen der Verbindung führen. Erfahrungsgemäß kommt es in der Praxis regelmäßig vor, dass sich Schraubenverbindungen an hochbeanspruchten Kranbahnen selbsttätig lösen und daher einen höheren Inspektionsaufwand erfordern, um einen sicheren Betrieb zu gewährleisten.

3.4 Variante 4 – geschweißt mit Aussparung der Stütze

Bei den zuvor erwähnten geschweißten Varianten der Konsolen stellte das Versagen der geschweißten Kreuzstoßverbindungen der neuen Konsolenbleche und dem bestehenden Stützenflansch aufgrund nicht auszuschließender unzureichender Materialeigenschaften des Flansches das größte Gefährdungspotenzial für die Bauausführung und den weiteren Kranbetrieb dar. Insbesondere bei auskragend an die Stütze angeschweißten Sonderkonsolen ist das Risiko, dass im Falle des Versagens der Verbindung der Kranbahnträger seine Lagesicherheit verliert, da Risse möglicherweise nicht rechtzeitig entdeckt werden und sich schnell ausbreiten könnten, als hoch zu bewerten. Für die Sonderkonsolen wurde eine neue Lösung entwickelt und letztendlich umgesetzt, welche u. a. einen lokalen Austausch des Stützenflansches im Bereich der Kranbahnträgerauflagerkonsolen vorsah (Bild 4).

Im Bereich der Auflagerkonsolen wurden der Flansch inkl. ca. 200 mm Steg der Bestandsstützen mittels thermischen Schneidens herausgetrennt (Bild 5, links und Bild 6) und die Schnittkanten für das Anschweißen neuer Bauteile vorbereitet. Anschließend wurden die komplett in der Werkstatt vorgefertigten neuen Konsolenelemente in die hergestellten Stützensparungen eingesetzt, ausgerichtet und mit den Stützen mittels Stumpfnähten verschweißt. Bild 5, rechts und Bild 7 zeigen das Einbauteil für die Sonderkonsolen.

Der neue Ersatzflansch wurde zur Durchführung des 90 mm dicken vertikalen Konsolblechs

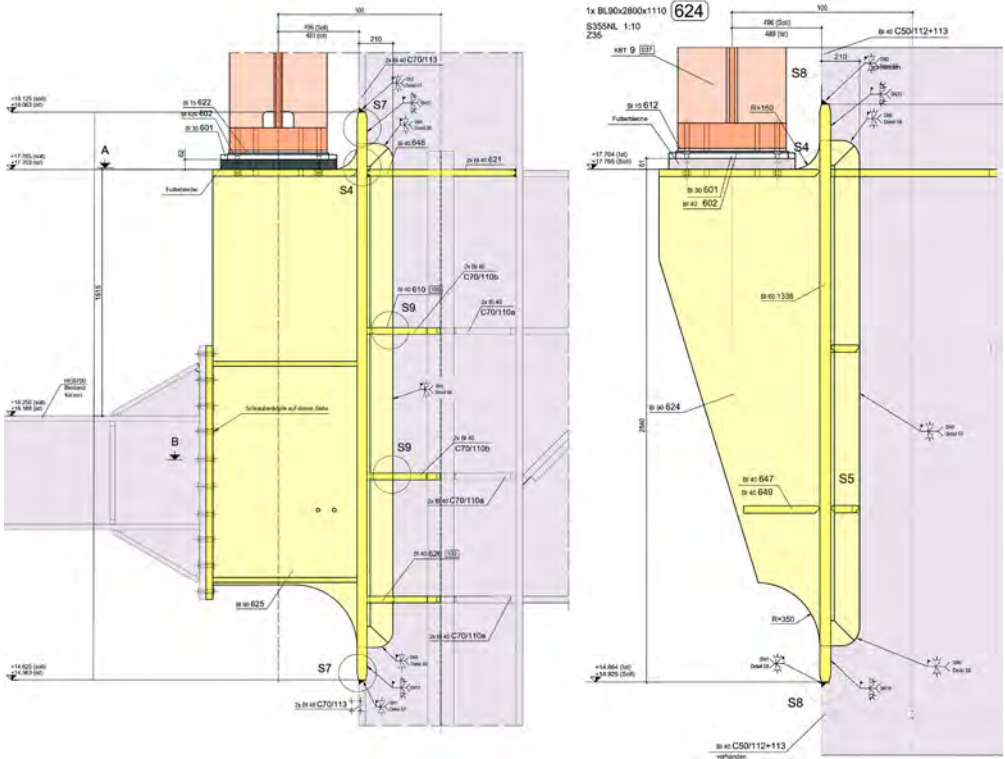


Bild 4: Ausgeführte Details der Sonderkonsole, links Variante mit Kragarm

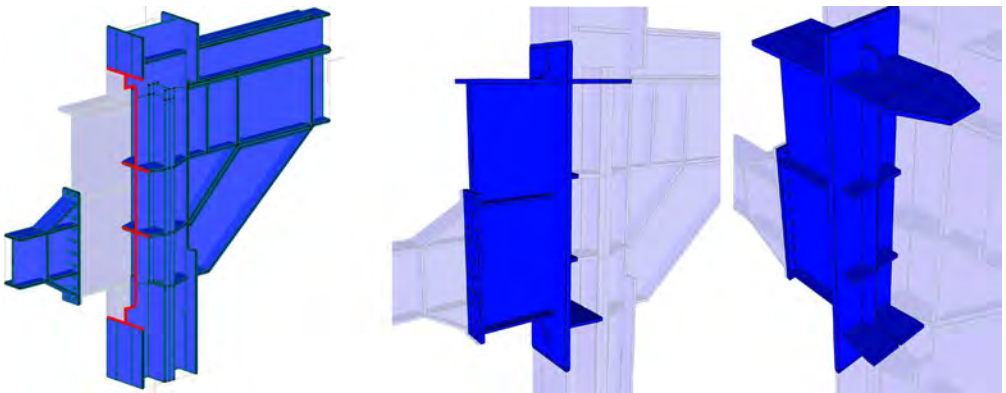


Bild 5: Aussparung in der Stütze für neues Konsolenbauteil der Sonderkonsolen (links) und Einbauteil Sonderkonsolen (rechts)

geschlitzt und umlaufend mit diesem verschweißt. Die Steg- und die Flanschbleche der neuen Konsolen wurden gegenüber entsprechenden Bauteilen der Bestandsstütze mit einer größeren Dicke ausgeführt (60 statt 40 bzw.

90 statt 21 mm). Zur Minimierung der Kerbwirkung wurden diese in der Werkstatt in den Anschlussbereichen beidseitig mit einer Neigung $> 1 : 4$ auf die Dicke der anzuschließenden Bestandsbleche verjüngt.



Bild 6: Sonderkonsolen – Stützenverstärkung und Aussparung für neues Einbauteil

Insgesamt konnten die Konsolen im Hinblick auf die Lasteinleitung in die Stützen und hinsichtlich der Kerbwirkung in ihren Details optimiert, die kritischen Kreuzstöße am Bestandsmaterial eliminiert und damit optimal die Bestandskonstruktion integriert werden. Für die Dauer des Montagezustandes der Sonderkonsolen musste der durch Aussparung geschwächte Stützenquerschnitt mittels seitlich angeschweißten Stahlprofilen temporär verstärkt werden.

3.5 Umsetzung

An Kranbahnträgerauflagern mit in die Stützen integrierten Konsolen (Regeldetail) werden die Auflagerlasten durch eine stirnseitige Beanspruchung des vorgelagerten cupierten HEM-Stützenprofils und an dessen Flansch auskragend angeschweißte Streife eingeleitet. Im oberen Bereich ergeben sich dadurch hohe Lastkonzentrationen überwiegend im Flansch und Stegblech des cupierten HEM-Profiles, welche nach unten über die Stützenhöhe abnehmen. Als kritisch wurde bei der bisher geplanten



Bild 7: Vorgefertigte Einbauteile der Sonderkonsolen

Verstärkungsvariante der Regelkonsolen das Anschweißen neuer Steifen an den Flansch des cupierten HEM-Profs angesehen. Aus diesem Grund hat man sich bei der umgesetzten Variante dafür entschieden, die alten Bauteile der Konsolen samt Steg und Flansch der cupierten HEM-Profile unterhalb der alten Konsolen abzutrennen und diese durch neue, in der Werkstatt vorgefertigte Einbauteile der Regelkonsolen aus weniger dicken Blechen zu ersetzen (Bild 8).

Der Flansch des cupierten HEM-Profiles musste unterhalb des Einbauteils durch Anschweißen einer Blechlamelle auf einer gewissen Länge verstärkt werden (Bilder 9 und 10). Das neue Konsolendetail wurde hinsichtlich des Lastflusses optimiert, indem das Stegblech durch Schlitzten des senkrecht dazu angeordneten Flansches herausgeführt wurde. Analog zum Detail der Sonderkonsolen wurde das 90 mm dicke Stegblech – dessen Dicke sich durch hohe Spannungen unterhalb der Auflagerknagge des Kranbahnträgers ergab – am unteren Schweißanschluss auf die Stegdicke des cupierten HEM-Profiles verjüngt.

Ein planmäßiger Austausch des Stützenflansches für das Regeldetail der Konsolen war nicht vorgesehen. Zum einem ist die Belastungssituation des Stützenflansches infolge Kranbeanspruchungen und Versagensfolgen bei der Regelkonsole im Vergleich zur Sonder-



Bild 8: Montage Regelkonsole

konsole als weniger kritisch zu bewerten und zum anderen wurde durch vorher durchgeführte Probeschweißungen der Konsole und Materialuntersuchungen (siehe Abschnitt 5) die Schweißbarkeit des Bauteils bestätigt.

Nach dem Abbrengen der alten Konsolen wurden die Schnittkanten der Bleche für das Anschweißen der Einbauteile vorbereitet. Die Stützenflansche wurden im Bereich der Schweißverbindungen blecheben beschliffen und vor dem Anschweißen der Einbauteile einer zerstörungsfreien Magnetpulverprüfung (MT) zur Feststellung von Oberflächen- und oberflächennahen Rissen sowie einer Ultraschallprüfung (UT) zum Nachweis von inneren Materialfehlern (z. B. Dopplungen, Überwalzungen, Lunker etc.) unterzogen.

Um einem unplanmäßigen Materialzustand der Stützen zu begegnen, wurden als Reserve zwei Regelkonsolen analog der Ausführungsvariante der Sonderkonsolen gefertigt. Bei der Umsetzung der Maßnahme wurden dann an zwei von

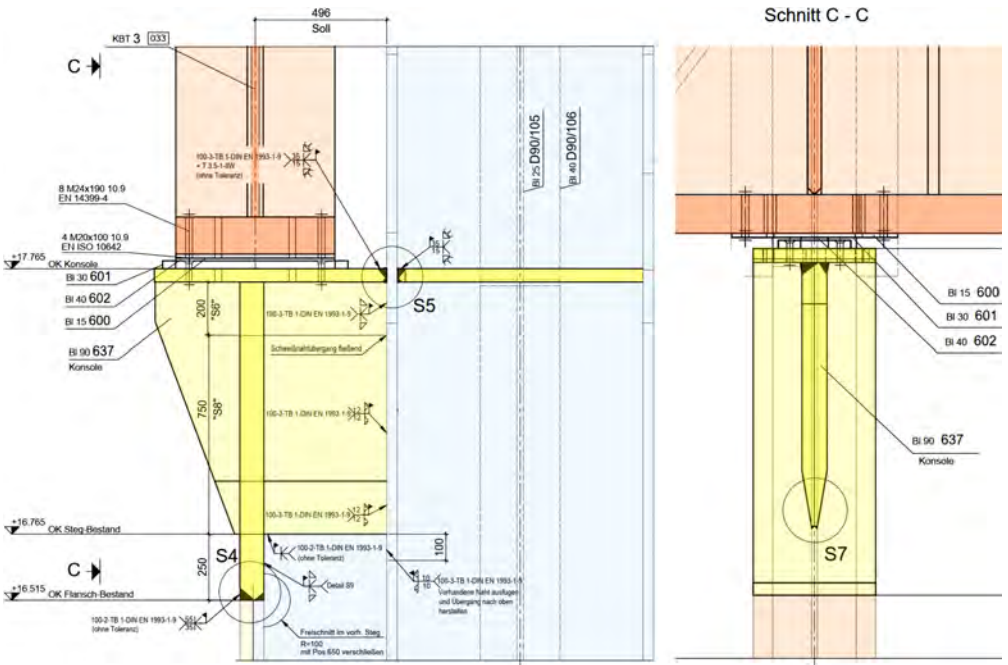


Bild 9: Ausgeführtes Detail Regelkonsolen



Bild 10: Regelkonsolen – Aussparung im Stützenkopf für neues Einbauteil



Bild 11: Regelkonsole nach Fertigstellung von Schweißarbeiten und ZFP

zehn Stützen durch Ultraschallprüfung unzulässige Anzeigen im Flansch festgestellt, welche als Materialtrennungen interpretiert wurden, sodass an diesen Stützen ein Teil des Stützenflansches und Steges abgetrennt und durch angepasste Reservekonsolen ersetzt werden mussten.

Aufgrund der erforderlichen Kerbfalleinstufung bei den Ermüdungsnachweisen war bei allen Konsolen eine Ausführung der Verbindungen mit durchgeschweißten Schweißnähten notwendig. Lediglich beim Regeldetail konnte am Anschluss des 90 mm dicken Stegblechs an den Stützenflansch die Schweißnahtdicke optimiert werden.

Zur Erzielung der geforderten Ermüdungsfestigkeiten mussten außerdem einige Schweißnähte nach Vorgaben des Tragwerkplaners bzw. wegen der Kerbfalleinstufung gemäß DIN EN 1993-1-9 [7] lokal beschliffen werden (Bild 11). Es ergab sich also ein enormer Schweiß- und Nachbearbeitungsaufwand für insgesamt 14 Auflagerkonsolen. Der hohe Vorfertigungsgrad

der Einbauteile erlaubte jedoch Einsparungen während der Montage.

Alle in der Werkstatt und auf der Baustelle hergestellten Schweißnähte wurden nach einem zuvor zwischen Tragwerksplaner und Fertigungsbetrieb abgestimmten Prüfplan zerstörungsfreien Prüfungen unterzogen ([20], [21], [28]). Zur Sicherstellung der geforderten Ausführungsqualität wurde ergänzend zu Qualitätskontrollen durch den Stahlbaubetrieb die Fertigung im Werk und auf der Baustelle durch ein externes Institut überwacht.

4 Bemessung

Bei schwerem Kranbetrieb sind die Ermüdungsnachweise gegenüber den Trag- und Gebrauchstauglichkeitsnachweisen für die Dimensionierung der Kranbahnträger und der unmittelbaren Kranbahnträgerstützkonstruktion führend. Gleichzeitig sind die heutigen Anforderungen hinsichtlich der Ermüdung wesentlich höher als in der Vergangenheit.

Bei den Ermüdungsnachweisen ergibt sich die Gesamtschädigung aus der Summe der Einzelschädigungen jedes Kranes und eines Anteils aus dem Zusammenwirken aller Krane. Dabei fließen die Spannungsschwingbreiten aus Normalspannungen in der 3. Potenz und aus Schubspannungen in der 5. Potenz in die Schädigungsberechnung ein [7]. Während gegenüber der Bestandskrananlage die Beanspruchungen der neuen Kranbahnträger und des Hallentragwerks aus höheren Kranhublasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit um einen Faktor von ca. 1,5 angestiegen sind, beträgt der Anstieg der bemessungsrelevanten Ermüdungsbeanspruchungen der Kranbahnträger und Auflagerkonstruktionen aufgrund eines zusätzlichen Kranes, der Erhöhung der Kranhublast und der Verdopplung der Regelnutzungsdauer ca. um den Faktor 10. Folglich waren im vorliegenden Fall die Auswirkungen aus der gewünschten Traglaststeigerung der Krananlage aufgrund von Ermüdungsnachweisen besonders spürbar, wodurch die Konstruktion der Kranbahnträger, der Umfang der Verstärkungsmaßnahmen an den Kranbahnträgerstützkonstruktionen sowie der damit verbundene Logistik-, Kosten- und Zeitaufwand während der Bauausführung maßgeblich beeinflusst wurden.

Da zur Errichtungszeit die Größe des Bestandsgebäudes auf den Platzbedarf der Prozessanlagen und der Bestandskranbahn abgestimmt wurde, stand für die Konzeptionierung der neuen Krananlage kein größeres Lichtraumprofil zur Verfügung. Erschwerend kam hinzu, dass die Kranhalle aufgrund der Änderungen von Produktionsabläufen, Umbauten und Erweiterungen während des Betriebs in den vergangenen Jahrzehnten so verbaut und verändert worden war, dass eine einfache Zugänglichkeit zu den Kranbahnträgern und deren Auflagerkonstruktionen nicht mehr gewährleistet war. Diese Randbedingungen stellten die Planer vor enorme Herausforderungen.

Für die unterschiedlichen Varianten der neuen Konsolen wurden für alle maßgebenden Kerbdetails der Konsolen Ermüdungsnachweise mit dem Nennspannungskonzept nach DIN EN

1993-1-9 [7] geführt. Aufgrund sehr hoher Beanspruchungen waren die Konsolen von ihren Abmessungen her derart groß, dass eine Ermittlung der Beanspruchungen nach Balkentheorie zum Nachweis der Ermüdungsfestigkeit nicht zutreffend gewesen wäre. Die Spannungen wurden daher an einem räumlichen FE-Modell (Bild 12) mit Flächenelementen und bei sehr dicken und gedungenen Querschnitten mit Volumenelementen – ohne Berücksichtigung der Schweißnahtgeometrie – berechnet und den Nennspannungen der Ermüdungsfestigkeit nach DIN EN 1993-1-9, Tabellen 8.1–8.5 gegenübergestellt. Dazu ist anzumerken, dass die mit FE-Berechnung ermittelten Spannungsverläufe oft sehr komplex sind und die genannte Vorgehensweise der Nachweisführung meist konservative Ergebnisse liefert. Aus diesem Grund wurden für ausgewählte Details ergänzend Ermüdungsnachweise mit dem Strukturspannungskonzept geführt, welches bei bestimmten Voraussetzungen wirtschaftlichere Ergebnisse liefert, jedoch einen wesentlich größeren Rechenaufwand erfordert.

5 Materialuntersuchungen

Bei der früheren Umsetzung von Verstärkungsmaßnahmen an Hallenstützen wurden Rissanzeigen an mehreren Stützen festgestellt. Zur Evaluierung wurden Bohrkern aus dem Grundmaterial entnommen und metallurgisch untersucht. Die Anzeigen wurden als Schmiedefalten in der Oberfläche identifiziert, die durch Rutschvorgänge beim Walzen entstanden sein können und unter Belastung nicht gewachsen sind. Hinweise auf Rissentstehung durch (von Mangansulfidzeilen verursachte) schlechte Z-Güte wurden nicht gefunden, was eine Belastung des Stahls in Dickenrichtung ausgeschlossen hätte.

Zur Evaluierung der mechanischen Materialeigenschaften und der Schweißbeignung des Altstahls wurden an mehreren Stützen Materialproben entnommen, an welchen Zugversuche in Dickenrichtung, Funkenemissionsspektroskopie, Kerbschlagbiegeversuche, Metallographie und Schwefelabdrucke nach Baumann durchgeführt wurden, [22]–[27].

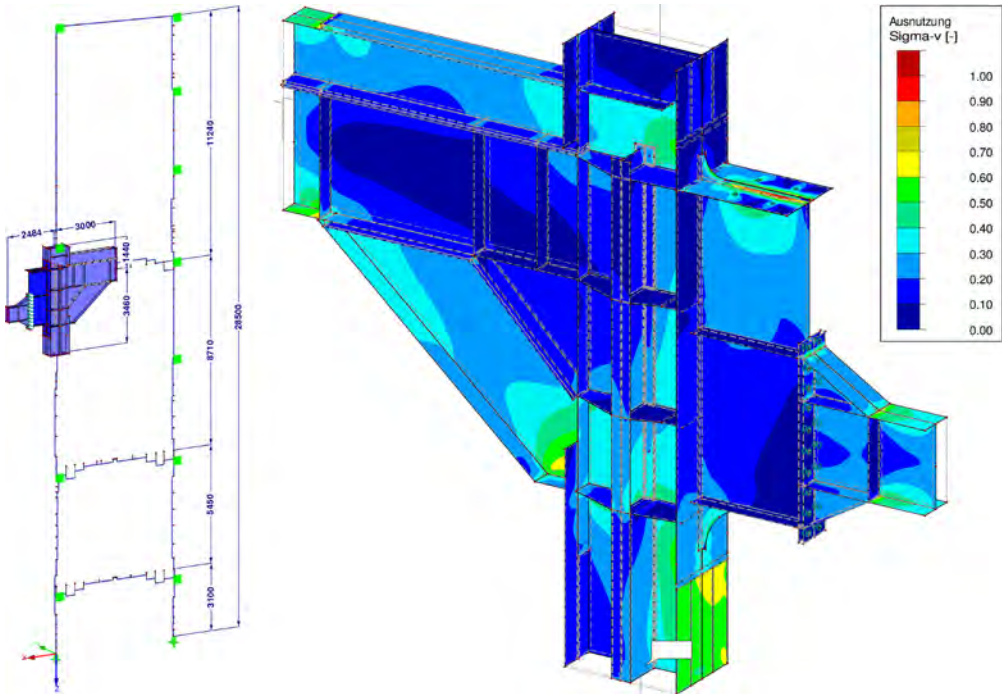


Bild 12: Statisches Gesamtmodell (links) und FE-Teilmodell der Konsole (rechts)

Es wurde bestätigt, dass das Material der Bestandsstützen die gestellten Anforderungen der damaligen Liefernorm DIN 17100:1966-09 [8] für einen St 37-2 erfüllt, normalberuhigt und schweißgeeignet ist. In Zugversuchen an Proben in Dickenrichtung der Bleche wurde eine ausreichende Z-Güte (Beanspruchbarkeit des Materials in Blechdickenrichtung) bestätigt. Die Funkenemissionsspektroskopie ergab jedoch, dass nicht genügend stickstoffbindendes Aluminium im Stahl vorhanden ist, um den Stahl als alterungsbeständig einstufen zu können. Folglich besitzt der Stahl eine Neigung, über die Zeit zu verspröden. Wann die Zähigkeit des Grundmaterials in Folge der Alterung einen kritischen Wert erreicht, lässt sich nicht vorhersagen.

Ein Austausch des Stützenflansches analog der Ausführung der Sonderkonsolen wäre mit erheblichen zusätzlichen Aufwendungen verbunden, sodass das neue Einbauteil der Regalkonsolen nach dem Abtrennen der alten

Konsolbleche an derselben Stelle an den Stützenflansch angeschweißt werden sollte. Um zu beurteilen, welche Auswirkung die Alterung auf den Stahl unter Berücksichtigung von mehrfach zusätzlichem Wärmeeintrag durch Schweißnähte hat, wurde eine Probekonsol an eine Bestandsstütze geschweißt (Bild 13, links). Konkret wurde an einer bisher nicht mit Schweißnähten belegten Stelle des Stützenflansches eine Konsol angeschweißt und wieder abgetrennt. Des Weiteren wurde eine Alterung des Stahls um weitere 50 Betriebsjahre künstlich simuliert, indem durch Wärmebehandlung des Stahls mit 350 °C Kerntemperatur und einer Haltezeit von 8 h eine dazu äquivalente Schädigung des Materialgefüges erzeugt wurde (Bild 13, Mitte). Nachfolgend wurde an der gleichen Stelle wieder eine Konsol angeschweißt und anschließend abgetrennt. Aus dem Bereich der Schweißnaht und aus einem nicht durch die Schweißnaht beeinflussten Bereich wurde je eine Probe entnommen und untersucht (Bild 13, rechts). Die

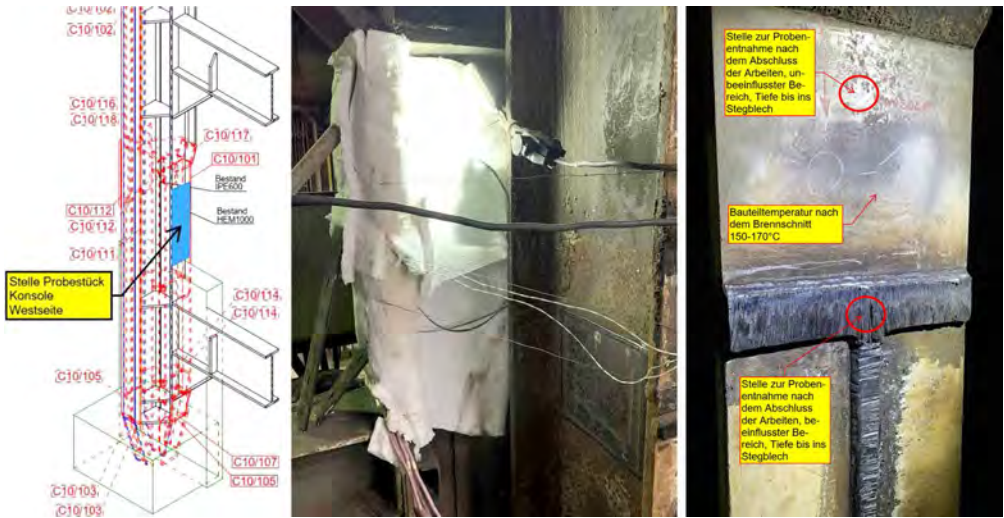


Bild 13: Materialuntersuchungen; von links nach rechts: Probeschweißung an Stütze, Wärmebehandlung zur Simulation einer künstlichen Alterung, Probenentnahmestellen nach Wärmebehandlung

Ergebnisse wurden mit den Ausgangsergebnissen vor der künstlichen Alterung und den Normwerten verglichen.

Ein wesentliches Hilfsmittel zur Bewertung der Ergebnisse in Bezug auf den Altstahl stellte ein Fachaufsatz der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt Halle GmbH, Halle (Saale) dar [9]. Die Ergebnisse der durchgeführten Materialuntersuchungen, dieser Artikel und ein sich darauf beziehendes Fachgespräch mit den Projektbeteiligten haben die von uns zusammengetragenen Erkenntnisse bestätigt, sodass der geplanten Ausführung nichts im Wege stand.

6 Schlusswort

Der Austausch von Kranbahnträgern für schweren Kranbetrieb muss professionell unter Einbringung sachkundigen Personals und aller Projektbeteiligten geplant werden, um zu verhindern, dass in dem üblicherweise vorgegebenen kurzen Zeitfenster des möglichen Austauschs böse Überraschungen zu Tage treten, die zu Umplanungen, Zeitverschiebungen und damit zu spürbaren Stillstands- und Ausfallkosten führen können. Beim vorgestellten Projekt konnte der Austausch erfolgreich realisiert werden. Bild 14 vermittelt einen Eindruck vom Endzustand.



Bild 14: Konsolen nach der Montage; links: Regelkonsolen, Mitte Sonderkonsole mit und rechts ohne Kragarm

Literatur

- [1] DIN EN 1991-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen; Deutsche Fassung EN 1991-3:2006.
- [2] DIN EN 1993-1-1: 2010-12; Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DAST, Hrsg.): DAST-Richtlinie 014: Empfehlungen zum Vermeiden von Terrassenbrüchen in geschweißten Konstruktionen aus Baustahl. Ausgabe 01/1981.
- [4] DIN EN 1993-1-10:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung; Deutsche Fassung EN 1993-1-10:2005 + AC:2009.
- [5] DIN EN 10025-1:2005-02: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10025-1:2004.
- [6] Merkblatt WTA E-7-3-05/D: Sanierung historischer Stahl- und Gusskonstruktionen nach WTA I: Schweißen von Altstahl. Ausgabe 04/2005.
- [7] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [8] DIN 17100:1966-09: Allgemeine Baustähle – Gütevorschriften.
- [9] Schuster, J.; Gajda, Ch.: Sichere und reproduzierbare Bewertung; Schweißbeignung von Stählen für den Stahlbau, Teil 4: Bewertung der Schweißbeignung unlegierter Baustähle. Der Praktiker (2020) 10, S. 504–514.
- [10] Dürr, A.; Dreiling, A.; Bartenbach, J.: Kranbahnen und Kranhallen im Bestand – Bewertung, Schadensbilder, Weiterbetrieb. Stahlbau 88 (2019) S1, Sonderheft Kranbahnen, S. 39–56 – DOI: 10.1002/stab.201900091
- [11] Dürr, A.; Bartenbach, J.; Kretschmar, P.; Rieche, N.; Sdorra, A.; Wunderlich, M.: Besonderheiten beim Austausch von Kranbahnträgern für schweren Kranbetrieb. Stahlbau 90 (2021) S1, Sonderheft Kranbahnen, S. 75–91 – DOI: 10.1002/stab.202100065
- [12] Hobbacher, A. F.: Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components. Cham: Springer, 2019.
- [13] prENDIN EN 1993-1-9:2020(E): Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung.
- [14] prENDIN EN 1993-1-14:2020(E): Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis.
- [15] DIN EN 1090-2:2018-09: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018.
- [16] DIN 4132:1981-02: Kranbahnen; Stahltragwerke; Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung.
- [17] DIN EN 1993-6:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 6: Kranbahnen; Deutsche Fassung EN 1993-6:2007+AC:2009.
- [18] DIN EN 1993-1-8:2010-10: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005+AC:2009.
- [19] bauforumstahl e. V. (Hrsg.): Richtlinie BFS-RL 07-103: Entwurf und Berechnung von Kranbahnen. Düsseldorf: Stahlbau Verlags- und Service GmbH, 2018.
- [20] DIN EN ISO 17637:2017-04: Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Sichtprüfung von Schmelzschweißverbindungen (ISO 17637:2016); Deutsche Fassung EN ISO 17637:2016.
- [21] DIN EN ISO 17638:2017-03: Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Magnetspulverprüfung (ISO 17638:2016); Deutsche Fassung EN ISO 17638:2016.
- [22] DIN EN 10164; 2018-12: Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche – Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10164:2018.
- [23] DIN EN ISO 148-1:2017-05: Metallische Werkstoffe – Kerbschlagbiegeversuch nach Charpy – Teil 1: Prüfverfahren (ISO 148-1:2016); Deutsche Fassung EN ISO 148-1:2016.
- [24] ISO 4968:1979-11: Stahl; makrographische Untersuchung mit Schwefelabdruck (Baumann-Methode).
- [25] DIN 50125:2016-12: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben.
- [26] DIN EN ISO 6892-1:2017-02: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2019.
- [27] DIN EN ISO 14284:2003-02: Stahl und Eisen – Entnahme und Vorbereitung von Proben für die Bestimmung der chemischen Zusammensetzung (ISO 14284:1996); Deutsche Fassung EN ISO 14284:2002.
- [28] DIN EN ISO 17640:2019-02 Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Ultraschallprüfung – Techniken, Prüfklassen und Bewertung.

Bildquellen

Alle Bilder: HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult IKS, Frankfurt am Main

Erfassung und Bewertung des Bauwerkszustandes als Grundlage für die Rückbauplanung

Christina Fritsch, M. Sc.¹, Dr.-Ing. Gregor Schacht², Johannes Diers, M. Sc.²,
Dipl.-Ing. Torsten Harke, M. Sc.¹, Dipl.-Ing. Peter Betz³

¹ MKP GmbH, Weimar

² MKP GmbH, Hannover

³ TU Dresden, Institut für Massivbau

KURZFASSUNG

Aufgrund rechnerischer Defizite werden aktuell in Deutschland zahlreiche Brückenbauwerke durch Neubauten ersetzt. Bevor der Neubau errichtet werden kann, muss das bestehende Brückenbauwerk rückgebaut werden. Häufig liegen im Zuge der Rückbauplanung jedoch keine aktuellen Bestands- und Zustandsinformationen vor, die Planung erfolgt entsprechend anhand von Bestandsplänen und Annahmen zum tatsächlichen Bauwerkszustand. Eine deutlich realitätsnähere, und damit im Allgemeinen sichere, Bewertung ist mithilfe von Bestandsuntersuchungen möglich.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes sollen am Beispiel einer typischen Spannbetonbrücke der 1960er Jahre umfangreiche Bestandsuntersuchungen durchgeführt, wissenschaftlich ausgewertet und im Hinblick auf die Optimierung von Bestands- und insbesondere Rückbauplanungen bewertet werden. Dabei werden drei wesentliche Aspekte beleuchtet: die Erstellung von geeigneten Bestandsmodellen, die Ermittlung der Betoneigenschaften für die rechnerische Bewertung und die Beurteilung der nachträglichen Verankerung von Spannmitgliedern. Im Rahmen des Tagungsbeitrags sollen die durchgeführten Untersuchungen und vorliegenden Zwischenergebnisse präsentiert werden.

1 Einleitung

Der Rückbau großer Talbrücken stellt eine ingenieurtechnische Herausforderung dar. Bei der Umsetzung sicherer und wirtschaftlicher Rückbaumaßnahmen bestehen dabei besondere Anforderungen an den Bauwerksbestand und -zustand. Insbesondere für Rückbauzustände, die von den Zuständen abweichen, für die das Bauwerk ursprünglich ausgelegt war, sind realitätsnahe Bauwerksinformationen entscheidend für den Erfolg der Nachweisführung. Diese Informationen können den vorliegenden Bestandsunterlagen in der Regel nur bedingt entnommen werden, da Abweichungen zwischen Planung und Ausführung keine Ausnahme darstellen und vorhandene Potenziale ungenutzt bleiben können.

Anders als für den Neubau können für Bestandstragwerke zahlreiche Kennwerte direkt am Bestand ermittelt werden und müssen nicht auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden. Dadurch können zusätzlich zu berücksichtigende Sicherheitselemente reduziert und die tatsächlichen Eigenschaften sowie ihre Streuungen verwendet werden. Hierzu bieten moderne Verfahren der heutigen Bauwerksdiagnostik eine Vielzahl an Möglichkeiten, mit minimierten Eingriffen in den Bestand zuverlässige Ergebnisse zu erzielen [1], [2]. Diagnostische Untersuchungen können die Rückbauplanung dabei in den frühen Leistungsphasen absichern (bspw. Machbarkeit, Kosten- und Ausschreibungssicherheit). Darüber hinaus ergeben sich zusätzlich vielfältige Möglichkeiten, rechnerische Annahmen in der Ausführungsplanung direkt am Bestandsbauwerk mess-

technisch zu überprüfen (bspw. Verankerung von Spanngliedern).

In einem vom Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) geförderten Forschungsvorhaben sollen praktische Erfahrungen an einem rückzubauenden Brückenbauwerk gesammelt werden, um für zukünftige Projekte den erforderlichen Umfang sowie die Art der Untersuchungen zu definieren, die als Grundlage für Planungen im Bestand dienen können. Der Fokus liegt dabei auf Untersuchungen zur Absicherung rechnerischer Annahmen, wie die tatsächlich vorhandene Betondruckfestigkeit, dem Zustand der Spannglieder und den Möglichkeiten, mithilfe moderner geodätischer Verfahren die Bestandsgeometrie genauer zu ermitteln.

Das Forschungsprojekt wird voraussichtlich Ende 2023 abgeschlossen. Der vorliegende Tagungsbeitrag gibt einen Überblick über die bereits vorliegenden Ergebnisse und einen Ausblick auf noch ausstehende Arbeitsschritte.

2 Bauwerksvorstellung

Die im Projekt untersuchte Talbrücke wurde in den 1960er Jahren mit einem Vorschubgerüst hergestellt und ist charakteristisch für eine Vielzahl vergleichbarer Autobahnbrücken in Süddeutschland. Die Brücke besteht aus zwei Teilbauwerken. Je Fahrtrichtung überführt in 16 Feldern ein zweizelliger Hohlkasten das Tal. Die Fahrbahn- und Bodenplatte sind zu den Stegen hin gevoutet ausgeführt. Die Vorspannung erfolgte mit dem Spannverfahren Polensky & Zöllner. Insgesamt besitzt das Bauwerk eine Länge von über 500 m, eine Höhe von bis zu 48 m und ist im Grundriss gekrümmt.

Nachdem Ende der 1990er Jahre im Zuge der Bauwerksprüfung Schäden dokumentiert wurden, die zu einer Zustandsnote 4 führten, erfolgten umfangreiche Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen, darunter der Einbau einer externen Vorspannung, die Verstärkung der Pfeilerköpfe und Querträger sowie bereichsweise Betoninstandsetzungsmaßnah-

men. Seitdem wurden vergleichsweise wenige, lokale Bauwerksschäden dokumentiert. Dennoch erfolgte mit der Nachrechnung 2014 die Maßnahmeempfehlung Ersatzneubau.

In Anlehnung an die Herstellung wurde der Rückbau abschnittsweise auf Vorschubgerüst geplant. Üblicherweise erfolgt der Rückbau dabei entgegen der Herstellrichtung. Erforderliche Trennschnitte können so vor den Koppelstellen angelegt werden, an denen alle Spannglieder planmäßig verankert sind. Der nördliche Überbau wurde bereits auf diese Weise zurückgebaut. Für den südlichen Überbau wurde zur Optimierung des Bauablaufes und der Bauzeit alternativ der Rückbau in Herstellrichtung geplant. Die Besonderheit dabei ist, dass Trennschnitte nicht an den Koppelstellen, sondern auf der mit Blick auf die Auflagerachse gegenüberliegenden Seite erfolgen (siehe Bild 1). Daraus resultieren besondere Anforderungen an den Bauwerkszustand, da sich Spannglieder über den Verbund verankern müssen und der Beton die auftretenden Spaltzugkräfte aufnehmen muss.

Für den abschnittswisen Rückbau großer Talbrücken in Herstellrichtung liegen bisher kaum Erfahrungen vor. Das Forschungsprojekt bietet die Chance, in vergleichsweise großem Umfang und insbesondere auch baubegleitend Bestands- und Zustandsinformationen zu sam-

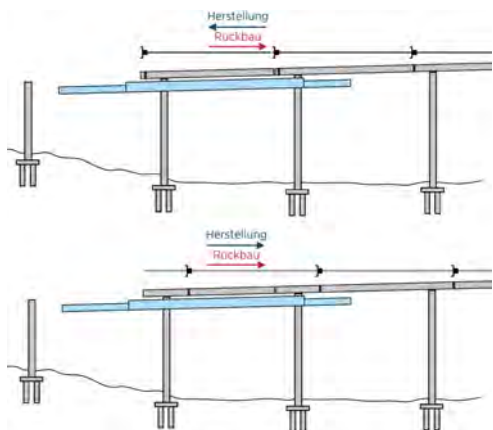


Bild 1: Schematische Darstellung Rückbau entgegen der Herstellrichtung (oben) und Rückbau in Herstellrichtung (unten)

meln, die bei künftigen Rückbauten herangezogen werden können.

3 Durchführung eines Wettbewerbs zur geometrischen Bestandserfassung

Wie einleitend beschrieben, bilden verlässliche Bestandsdaten eine essenzielle Grundlage für die Planung und Durchführung von komplexen Rückbaumaßnahmen. Neben Aussagen zu tatsächlichen Materialeigenschaften spielt dabei insbesondere die Bestandsgeometrie eine Rolle, bspw. im Hinblick auf Kollisionsprüfungen mit zu errichtenden Neubauten, die Ermittlung des Eigengewichts, die Mengen- und Kostenermittlung oder auch die Bestandsdokumentation. Da die vorhandenen Bestandsunterlagen oftmals unvollständig oder widersprüchlich zum tatsächlichen Bestand sind, können sie nur begrenzt herangezogen werden. Basierend auf dem Wunsch einer Risikominimierung und einer Optimierung der Bewertungsgrundlagen für Infrastrukturbauwerke wurde die Notwendigkeit eines georeferenzierten, objektorientierten Geometriemodells mit einer hohen Auflösung und Genauigkeit erkannt. Neben den Anwendungsfällen des Rückbaus kann ein solches digitales Bauwerksmodell auch eine Grundlage für ein zukunftsorientiertes Erhaltungsmanagement bilden [3].

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde ein Modellwettbewerb durchgeführt, in welchem unterschiedliche Aufnahmetechnologien zur geometrischen Bestandserfassung vergleichend gegenübergestellt wurden. Ziel des Modellwettbewerbs war die Identifikation der Chancen und Schwierigkeiten der einzelnen Aufnahmetechnologien in Bezug auf unterschiedliche Anwendungsfälle, die Gegenüberstellung der mit ihnen verbundenen Aufwendungen vor und nach der Aufnahme sowie die Bewertung der erwartbaren Genauigkeiten bei der Modellerstellung. Die Bestandserfassung erfolgte dabei exemplarisch an einem Brückenteilstück mit, für die Vermessungsleistungen, vergleichsweise komplexer Struktur. Neben einer Bauwerksachse als Klothoidenteilstück bestand die Herausforderung, die Außenaufnah-

men mit den Aufnahmen aus dem zweizelligen Hohlkasteninneren lagerichtig zu verbinden. Zur Anwendung kamen photogrammetrische UAV-Aufnahmen (engl. *unmanned aerial vehicle*), terrestrisches Laserscanning (TLS) mit und ohne tachymetrische Einmessung sowie eine Kombination aus einem einfachen Lidarscanner mit Videoaufnahmen (im weiteren als „Video-grammetrie“ bezeichnet).

Neben einem Modellvergleich untereinander wurden für den Anwendungsfall Rückbau verschiedene Parameter an den entstandenen Modellen überprüft, darunter einerseits die Achslage der Brücke als relevanten Parameter der Lagegenauigkeit und Voraussetzung für eine Kollisionsprüfung, bspw. beim Taktschieben einer neuen Brücke. Andererseits wurde die Geometrie- bzw. Modelliergenauigkeit überprüft als Grundvoraussetzung für die Ermittlung des Eigengewichts zur Reduzierung von Teilsicherheitsbeiwerten im Zuge der Rückbauplanung und somit zur Auswahl sowie Optimierung des Rückbauverfahrens. [4]

In den Bildern 2 und 3 wurden die Geometriemodelle aus Bestandsunterlagen (blau), TLS mit tachymetrischer Einmessung (grau) und videogrammetrischer Erfassung (rot) überlagert dargestellt.

Bereits visuell wird deutlich, dass teils signifikante Abweichungen in der Achs- und Höhen-



Bild 2: Überlagerung der 3D-Geometriemodelle in der Draufsicht

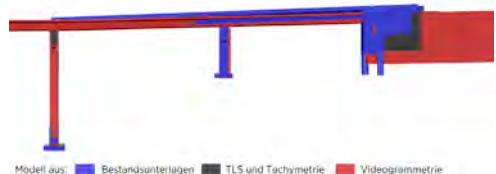


Bild 3: Überlagerung der 3D-Geometriemodelle in der Ansicht

lage bestehen. Mittels TLS konnten eine Achsabweichung im Klothoidenbereich von 5–10 cm und eine Geometrieabweichung von 1–2 cm gegenüber den bauzeitlichen Bestandsunterlagen festgestellt werden. Das Videogrammetriemodell, welches die größten Lageabweichungen aufweist, wurde mit Abstand am schnellsten erzeugt (vor Ort und in der Nachbereitung) und weist den höchsten Detaillierungsgrad auf (Bauwerksausstattung und Umgebung). Während es für den Anwendungsfall einer Kollisionsprüfung im Zuge der Planung aufgrund der Lageungenaugigkeit eher schlecht abschneidet, kann es für die Visualisierung von Szenarien oder die qualitative Bestandsdokumentation durchaus die wirtschaftlichste Aufnahmetechnologie darstellen. Bereits der Vergleich dieser ausgewählten Aspekte zeigt, dass es kein ideales Aufnahmeverfahren gibt, sondern je nach Anwendungsfall und Randbedingungen alle Verfahren ihre Vor- und Nachteile besitzen.

Die Grundlagen für die Auswahl geeigneter Aufnahmeverfahren werden entsprechend durch die Anforderungen und den Verwendungszweck bestimmt. Für den im Projekt zugrundeliegenden Anwendungsfall Rückbau sind höhere Genauigkeiten erforderlich, welche durch TLS auf der Bauwerksunterseite und im Inneren in Kombination mit UAV-Photogrammetrie auf der Fahrbahnoberseite sehr gut erfüllt werden. Zu den Festlegungen der Anforderungen an die Bestandsaufnahme sind zudem auch Modellierungsgrundlagen für das zu erstellende Modell zu definieren. Für Visualisierungen kann es ausreichen, dass die Brücke als ein Objekt erstellt wird. Für weitere BIM-konforme Planungen und Bearbeitungen kann eine Untergliederung bis hin zu einzelnen Bauteilen erforderlich sein, welche eine gewisse Affinität des Modellerstellers bezüglich Infrastrukturbawerken erfordert [5].

4 Ermittlung der Betoneigenschaften im Bestand

4.1 Grundlagen der Untersuchungen

Die Betondruckfestigkeit bestehender Bauwerke ist in der Regel höher als die in den Be-

standsunterlagen angegebene, bauzeitliche Bemessungsfestigkeit. Entsprechend besitzt die Ermittlung der tatsächlichen Betoneigenschaften im Bestand eine besondere Relevanz. Sie kann bei rechnerischen Untersuchungen herangezogen werden und bildet eine wesentliche Grundlage für die Planung jeglicher Erhaltungsmaßnahmen. Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit von Bauwerksbeton erfolgt nach DIN EN 13791 [6], die Angaben zu Art und Anzahl der erforderlichen Untersuchungen enthält. Wesentliche Voraussetzung für die Festlegung des Untersuchungsumfangs ist dabei die Beurteilung der Gleichmäßigkeit der Betoneigenschaften bzw. die Identifikation möglicher Grundgesamtheiten.

Die DIN EN 13791 bietet die Möglichkeit, bei der Ermittlung der Druckfestigkeit von Bauwerksbetonen auch Messergebnisse aus zerstörungsfreier bzw. indirekter Prüfung heranzuziehen. Als Prüfverfahren sind dabei der Rückprallhammer sowie die Ultraschalllaufzeitmessung anwendbar. Ziel des Forschungsvorhabens war einerseits die Untersuchung dieses Ansatzes zur Berücksichtigung indirekter Prüfungen zur Abschätzung der charakteristischen Betondruckfestigkeit in Verbindung mit Bohrkernprüfungen nach DIN EN 13791. Andererseits sollte die Hypothese überprüft werden, dass mithilfe von zerstörungsfreien Messungen Rückschlüsse auf die Streuung der Betondruckfestigkeit möglich sind und sie daher zur Identifikation verschiedener Grundgesamtheiten bzw. als Grundlage für die Festlegung konkreter Probeentnahmestellen herangezogen werden können.

4.2 Untersuchungskonzept

Im Rahmen des Forschungsprojekts bestand die Möglichkeit, sowohl zerstörungsfreie als auch zerstörungsarme Untersuchungen in vergleichsweise großem Umfang durchzuführen. Das entwickelte Untersuchungskonzept berücksichtigte Überlegungen zu potenziellen Grund- und Teilgesamtheiten, die mitunter über vergleichbare Betoneigenschaften verfügen, bezog sich jedoch nur auf den Überbau. Die Unterteilung des Bauwerks erfolgte dabei herstellungsbedingt

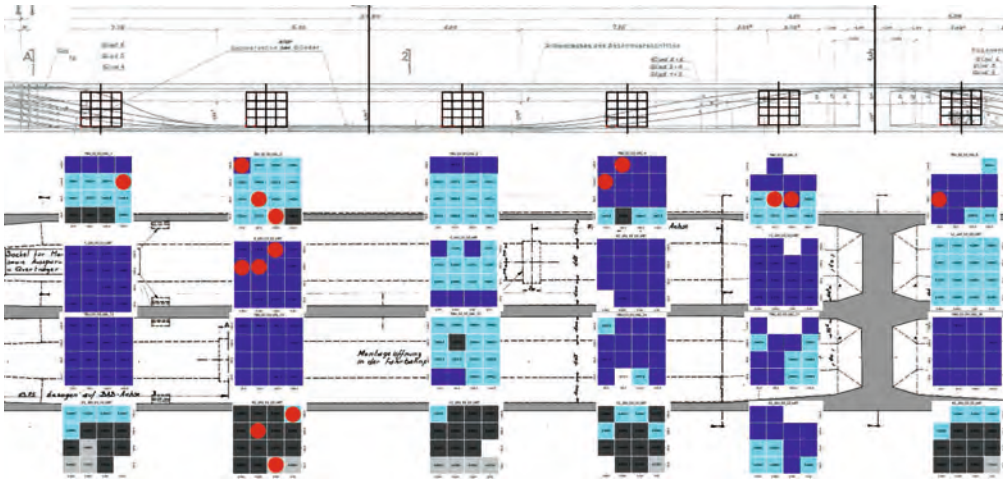


Bild 4: Exemplarische Darstellung der Bohrkernentnahmestellen (rote Punkte) in den Messfeldern der zerstörungsfreien Prüfungen (hier dargestellt als Heatmaps der Ultraschallgeschwindigkeiten)

(u. a. Betonierabschnitte) oder in Bezug auf die Belastungshistorie (bspw. Vergleich Mittel- und Außensteg oder Druck- und Zugzone).

Auf Basis der Bauwerkseinteilung wurden fünf der 16 Brückenfelder ausgesucht, die verstärkt zerstörungsfrei und zerstörungsfrei beprobt werden sollten. Innerhalb dieser stark beprobten Felder wurden in einem ersten Schritt teilflächige zerstörungsfreie Messungen durchgeführt. Je Brückenfeld wurden dabei 24 Messfelder mit einer Größe von 1,60 m × 1,60 m angelegt, siehe Bild 4. In jedem dieser Messfelder wurden wiederum 16 Messstellen untersucht. Insgesamt ergeben sich damit 1.920 systematisch über das Bauwerk verteilte Messstellen, für die die Ultraschallgeschwindigkeiten bzw. die Rückprallwerte ermittelt werden sollten. Anschließend wurden jeweils 15 Bohrkern, verteilt in Längs- und Querrichtung, je Brückenfeld für Druckfestigkeitsprüfungen entnommen.

Die verbleibenden elf Felder wurden in geringem Maße beprobt (Ermittlung der Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit an jeweils drei Bohrkernen). Insgesamt wurden damit am Überbau des Bauwerks 186 Messbereiche angelegt und 141 Bohrkern entnommen.

4.3 Zerstörungsfreie Bestandserfassung

Planmäßig sollten in den fünf stark beprobten Feldern sowohl teilflächige Rückprallhammer- als auch Ultraschalllaufzeitmessungen durchgeführt werden. Wegen eines technischen Defekts, welcher aus der hohen Schlaganzahl und dem damit verbundenen mechanischen Abrieb im Gerät resultierte, konnten die Rückprallhammermessungen jedoch nur in einem der fünf Brückenfelder durchgeführt werden. Die nachfolgende Ergebnisdokumentation bezieht sich daher in erster Linie auf die Ultraschalllaufzeitmessung.

Als Grundlage für die Beurteilung der vergleichsweise großen Datenmenge erfolgte die Aufbereitung, nach initialer Überprüfung der Daten, vorwiegend in grafischer sowie grafisch-statistischer Form (bspw. Heatmaps, Histogramme, Boxplots). Für die Ultraschallmessungen ist dabei zu beachten, dass erst durch Berücksichtigung der jeweiligen Bauteilstärke und Umrechnung in eine Ultraschallgeschwindigkeit eine Vergleichbarkeit der Daten möglich ist.

Für die Ermittlung der Ultraschallgeschwindigkeit wurden in einem ersten Schritt die Bauteilstärken anhand der bauzeitlichen Unterlagen ermittelt. Die ermittelten Ultraschall-

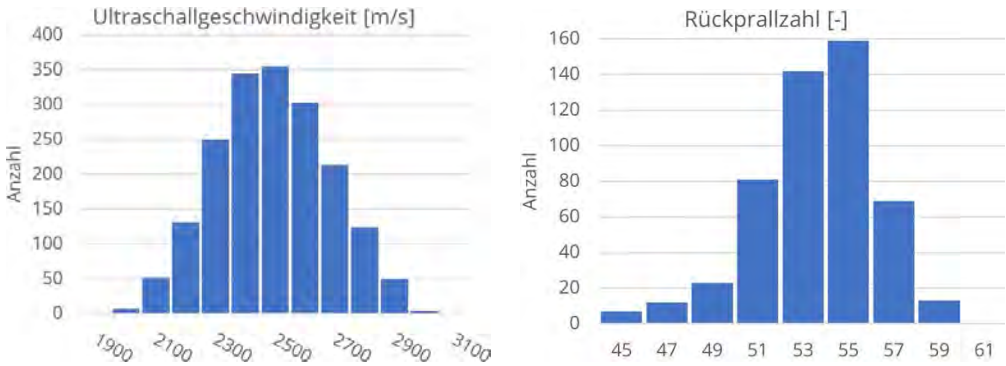


Bild 5: Verteilung der Ultraschallgeschwindigkeiten; Intervalle von 100 m/s (links) und Rückprallwerte (rechts; 2er-Intervalle) aus den teilflächigen Messungen

geschwindigkeiten schwanken in einem Bereich von 2.000 m/s bis 3.000 m/s und sind dabei näherungsweise normalverteilt (siehe Bild 5). Es wurden wenige lokale Ausreißer identifiziert, die jedoch nicht auf eine potenziell abweichende Grundgesamtheit schließen lassen. Insgesamt deuten die Messdaten an, dass die am Mittelsteg erfassten Ultraschallgeschwindigkeiten tendenziell höher sind als die an den Außenstegen (Differenz von ca. 200 m/s bezogen auf die Mittelwerte), was auf ein homogeneres Betongefüge und potenziell höhere Betondruckfestigkeiten hinweisen kann. Dieses Ergebnis entspricht nicht dem Erwartungswert und lässt sich konstruktiv oder aus der Belastungshistorie nicht direkt herleiten. Eine mögliche Erklärung sind Abweichungen zwischen der tatsächlichen Geometrie und den Angaben der bauzeitlichen Unterlagen. In die Ermittlung der Ultraschallgeschwindigkeit aus der Ultraschalllaufzeit geht die zweifache Bauteilstärke ein. Selbst geringe Maßabweichungen führen damit zu vergleichsweise großen Differenzen. Im weiteren Verlauf des Rückbaus erfolgen zusätzliche, stichprobenartige Untersuchungen zur Bauteilstärke, die zur Aufklärung der Messergebnisse beitragen sollen.

Auf Grundlage der teilflächigen zerstörungsfreien Messungen erfolgte nach Auswertung die Festlegung der konkreten Bohrkernentnahmestellen. Dabei wurden entsprechend DIN EN 13791 alle Bereiche der Verteilung einschließlich der Extremwerte berücksichtigt. An den

Bohrkernentnahmestellen wurden für die spätere Abschätzung der Druckfestigkeit anhand von indirekten Prüfungen erneut Ultraschallgeschwindigkeit und Rückprallwert ermittelt.

4.4 Zerstörungssarme Ermittlung der Betondruckfestigkeit

Insgesamt werden in dem Projekt 108 Druck- und 33 Spaltzugfestigkeitswerte ermittelt, wobei zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Beitrags bereits 48 Druck- und 18 Spaltzugprüfungen der Felder 1–8 durchgeführt worden sind. Die dabei ermittelten Druckfestigkeiten lagen im Mittel bei ca. 66 N/mm² (siehe Tabelle 1) und damit deutlich über der Annahme eines B450 entsprechend der Bestandsunterlagen, dessen Druckfestigkeit der eines C30/37 gleichgesetzt werden kann [7]. Der Vergleich verschiedener möglicher Grund- und Teilgesamtheiten, die für die vorliegenden Ergebnisse getestet wurden, deutet auf ein einheitliches Materialverhalten des gesamten Bauwerks hin. Auch die Streuungen lagen durchgehend unterhalb eines Variationskoeffizienten $v = 0,15$, welcher dem Teilsicherheitsbeiwert des Betons gemäß EC2 [8] zugrunde liegt. Insgesamt zeigen diese Erkenntnisse bereits das Potenzial an Tragreserven in Bestandsbauwerken bei Ermittlung bzw. Messung der tatsächlichen Materialeigenschaften.

Zur Korrelation zwischen zerstörungssarmen und zerstörungsfreien Untersuchungen können aktuell noch keine Aussagen getroffen werden.

	Gesamt	Außensteg Nord	Mittelsteg	Feld 3	Feld 6
Probenanzahl n	48	30	12	15	15
Mittelwert der Betondruckfestigkeit $f_{cm, is}$ [MPa]	66,67	66,69	66,08	66,27	69,27
Standardabweichung s [MPa]	5,86	6,30	4,12	6,12	5,37
Variationskoeffizient v [-]	0,09	0,09	0,06	0,09	0,08
Charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck, is}$ [MPa]	57,16	55,78	54,90	54,73	59,18

Tabelle 1: Vergleich möglicher Gesamtheiten und Teilgesamtheiten der zerstörungsarm ermittelten Betondruckfestigkeit

Eine erste Gegenüberstellung der Verteilungen lässt noch keine Rückschlüsse auf Zusammenhänge zwischen zerstörungsarmen und zerstörungsfreien Untersuchungen zu. Während bei den Rückprallzahlen keine und bei den Ultraschallgeschwindigkeiten deutlich eine Normalverteilung erkennbar ist (siehe Bild 5), zeigen die Betondruckfestigkeiten bei den Bohrkernen eine logarithmisch normalverteilte Tendenz (siehe Bild 6). Eine abschließende Aussage ist nach Vorliegen der ausstehenden Prüfergebnisse der verbleibenden acht Felder möglich.

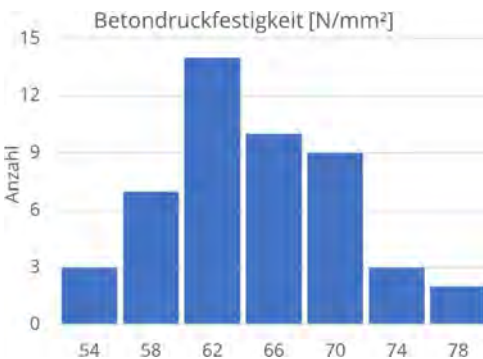


Bild 6: Verteilung der ermittelten Betondruckfestigkeiten (Intervalle von 4 N/mm²)

5 Nachträgliche Verankerung von Spanngliedern

5.1 Untersuchungsgrundlagen und -anlass

Beim Rückbau in Herstellrichtung erfolgt die Trennung der Spannglieder nicht in der Nähe der Anker bzw. Koppelanker. Für die weitere statische Nutzung der durchtrennten Spannglieder ist eine geeignete Neuverankerung ab

der Trennstelle erforderlich. Diese kann bei mit Mörtel verpressten Spanngliedern über den Verbund erfolgen. Diese Art der Verankerung stellt jedoch einen unplanmäßigen lokalen Belastungszustand für das betreffende Bauteil dar. Im Gegensatz zu einem verbauten Anker wird die Spanngliedkraft entlang der Verbundlänge und damit weniger konzentriert in den Beton eingetragen. Für eine erfolgreiche Neuverankerung über Verbund müssen bestimmte Randbedingungen vorliegen:

- Das Spannglied ist ausreichend gut verpresst, damit die freiwerdende Kraft über den Verpressmörtel in den Konstruktionsbeton übertragen werden kann.
- Der Beton im Verankerungsbereich weist ein gutes Gefüge auf und ist im Stande, die entstehenden Spaltzugkräfte aufzunehmen.

Im Forschungsprojekt wurde die Neuverankerung der Bestandsspannglieder erforderlich, da die Abbruchrichtung des Überbaus dessen Herstellrichtung entspricht, wodurch die Enden der Abbruchabschnitte des Überbaus nicht mit dessen Koppelfugen übereinstimmen (Verankerung abseits der Koppelanker). Daher wurde eine mögliche Verbundverankerung rechnerisch untersucht. Als Eingangsgrößen wurden dabei zum Teil Informationen zum Verbundverhalten des Spannsystems aus der Literatur [9] verwendet. Der Nachweis gegenüber Spaltrissen im Verankerungsbereich erfolgte über die Betonzugfestigkeit.

Wegen der verbleibenden Unsicherheiten im Nachweis wurde entschieden, die Spannglieder in jedem Rückbauabschnitt vor der Trennung



Bild 7: Schnittfläche eines mittels Kernbohrung durchtrennten Spannglieds mit minimalen Einzügen der Spanndrähte (< 1 mm)

des Überbaus sukzessive mit Kernbohrungen zu durchtrennen (s. a. Bild 8). So konnte die Neuverankerung jedes durchtrennten Spannglieds über Verbund an der Schnittfläche der Bohrung begutachtet werden (Bild 7). Eine Verankerung wurde bei < 3 mm Einzug des Spannglieds gegenüber dem Beton als erfolgreich bewertet. Dieser Grenzwert ergab sich aus einer rechnerischen Sensibilitätsbetrachtung bei variierenden Randbedingungen. Bislang wurde während des Rückbaus bei allen ca. 100 Trennbohrungen ein Einzug ≤ 1 mm dokumentiert.

Im Sinne der Erfahrungssammlung und als Grundlage für eine Weiterentwicklung bzw. Optimierung der Rückbauvariante wurden einerseits zerstörungsfreie Ultraschallmessungen zur Beurteilung des Verpress- und Betonzustandes vor Rückbaubeginn durchgeführt, um etwaige Hinweise auf eingeschränkte Verbundeigenschaften zu sammeln. Andererseits sind baubegleitende Messungen zur Dokumentation des Betongefüges erfolgt.

5.2 Zerstörungsfreie Ultraschallmessungen vor und während des Rückbaus

Die Ultraschallprüfung ist ein zerstörungsfreies Prüfverfahren im Bauwesen zur Detektion von Bereichen unterschiedlicher Dichte im Betongefüge. An Luftschichten erfolgt eine vollständige

Reflektion des Ultraschallsignals (Totalreflektion), weswegen es geeignet sein kann, um bspw. Bauteilstärken zu ermitteln oder auch Luftschichten in Bauteilen zu identifizieren [10]. Zur Überprüfung der notwendigen Bedingungen für die nachträgliche Verankerung wurden im Vorfeld des Rückbaus Ultraschallmessungen an den Stellen der Trennschnitte durchgeführt und hinsichtlich möglicher Gefügeschäden des Konstruktionsbetons und des Verpresszustands der Spannglieder ausgewertet. Dabei wurden keine Hinweise auf statisch relevante Verpressfehler oder Gefügeschäden festgestellt. Im Zuge des Rückbaus und Abbohrens der Spannglieder wurden diese Ergebnisse nicht widerlegt, sowohl Verpresszustand als auch Betongefüge wiesen in den untersuchten Bereichen keine Fehler bzw. Schäden auf. Bei entsprechenden Hinweisen aus den Messungen hätten zur Absicherung der Rückbauzustände frühzeitig Maßnahmen eingeplant werden können.

Darüber hinaus wurden im Zuge des Durchtrennens der Spannglieder rückbaubegleitende Vorher-Nachher-Messungen zur Detektion von Spaltzugrissen im Bereich zwischen den Spanngliedern durchgeführt. Die Messungen erfolgten jeweils auf den gleichen im Vorfeld angezeichneten Messspuren (Bild 8). Im Regelfall waren keine signifikanten Unterschiede zwischen Vorher- und Nachher-Messung erkenn-



Bild 8: Durchführung der Ultraschallmessungen nach dem Durchtrennen der Spannglieder

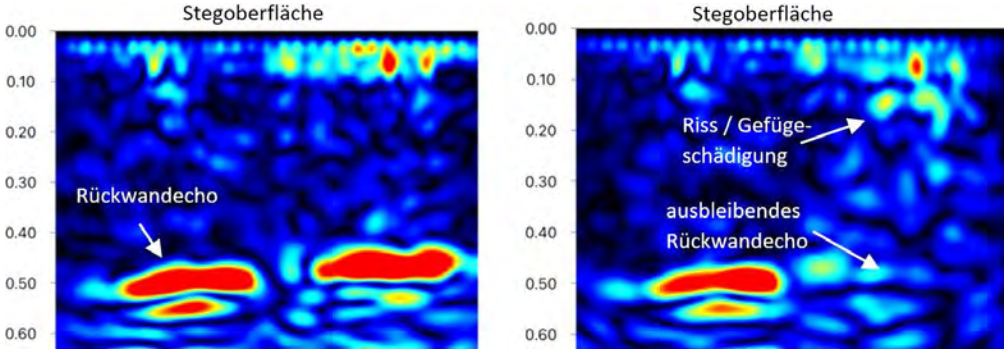


Bild 9: Vorher-Messung (links) und Nachher-Messung (rechts) im Falle einer Spaltzugrissbildung

bar, lediglich bei drei von 54 Messungen wurden Hinweise auf eine einsetzende Spaltzugrissbildung festgestellt. Im Ultraschallbild werden Spaltzugrisse durch eine erhöhte Reflektion im mittleren Bauteilbereich sowie ein Ausbleiben des Rückwandechos deutlich (Bild 9). Insgesamt bestätigte sich das Ultraschallverfahren, neben dem Schlupfkriterium, als geeignet für die Beurteilung der Verankerungsfähigkeit im Vorfeld des Rückbaus sowie die baubegleitende Überprüfung von Gefügeveränderungen und stellt somit ein wichtiges Hilfsmittel auch für zukünftige Rückbauten dar.

5.3 Laboruntersuchungen zum Verbundverhalten

Die Berechnung der erforderlichen Rückverankerungslänge bzw. des zulässigen Schlupfs für den Rückbau der untersuchten Talbrücke basierte auf Angaben zum Verbundverhalten

ähnlicher Spannglieder aus der Literatur, denen unter Idealbedingungen hergestellte Prüfkörper zugrunde lagen. Interessant für die Validierung der Annahmen ist jedoch das tatsächliche Verbundverhalten der im Bauwerk verwendeten Spannstähe, weshalb im Zuge des Rückbaus Verbundprüfkörper aus dem Bauwerk gewonnen werden sollen. Aufgrund der geometrischen Randbedingungen, insbesondere dem Abstand der einzelnen Spannglieder zueinander, bietet sich vor allem der in der Literatur etablierte Auszugkörper für die Verbundversuche an [9]. Dazu soll ein vier Meter langer Stegabschnitt aus der Brücke herausgetrennt werden, aus dem im Labor Prüfkörper mit mittig liegenden Spanngliedern entnommen werden können (siehe Bild 10). Wichtig ist ein möglichst gerader Verlauf der Spannglieder, weshalb deren Lage vorab per Ultraschall bestimmt und angezeichnet wird. Die Anzahl der Prüfkörper ergibt sich aus diesen Voruntersuchungen. Die Versuche befinden sich derzeit in der Planung.

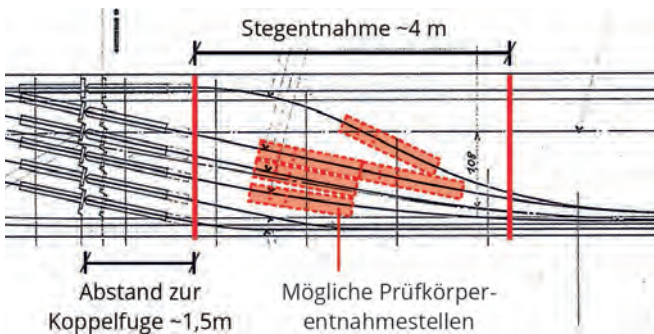


Bild 10: Schema möglicher Entnahmestellen für die Verbunduntersuchungen

6 Fazit und Ausblick

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die thematischen Schwerpunkte des Forschungsprojektes zur Bestandserkundung für den Rückbau von Talbrücken. Bereits vor Projektabschluss lässt sich sagen, dass Vielzahl möglicher Möglichkeiten der mess-

technischen Bestandserfassung existieren, die zur Minimierung der Risiken bei der Planung, Ausschreibung und Ausführung von Rückbaumaßnahmen beitragen – von der umfassenden geometrischen Bestandsmodellierung bis hin zur zerstörungsfreien Beurteilung des Betongefüges. Mit überschaubarem Aufwand konnten sehr umfangreiche Informationen zum Bestand und dem Zustand des Bauwerks gesammelt werden. Diese haben jedoch nicht erst zum Rückbau eine Relevanz, sondern insbesondere während des Betriebs. So hätte rückblickend mithilfe von Bauwerksuntersuchungen bspw. eine deutlich höhere rechnerische Betondruckfestigkeit für die Nachrechnung angesetzt werden können.

Im Rahmen des Forschungsprojekts sind darüber hinaus noch weitere Untersuchungen geplant, die nicht detailliert beschrieben werden konnten. Weiterführende Analysen der Concreteigenschaften befassen sich mit der vergleichenden Ermittlung des E-Moduls sowie dem Kriechen des Altbetons, welches einen großen Einfluss auf die noch vorhandene Vorspannung des Bestandsbauwerks hat, bisher jedoch kaum beachtet wurde. Zu diesem Zweck wurden ab dem Zeitpunkt der Verkehrsumlegung Betondehnungsmessungen durchgeführt. Außerdem im Fokus stehen die weitere Erkundung des Spanngliedzustandes inklusive Ermittlung der vorhandenen Vorspannung sowie Entnahme eines ganzen Stegabschnittes, aus dem, wie zuvor beschrieben, Auszugkörper zur Beurteilung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gewonnen werden sollen.

Diese Untersuchungen leisten einen wichtigen Beitrag für eine optimierte Rückbauplanung vergleichbarer Spannbetonbrücken bzw. im Hinblick auf einen ressourcenschonenden Umgang mit der Bausubstanz – und im besten Fall für deren Erhalt.

Danksagung

Besonderer Dank gilt dem Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) sowie der Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Nordbayern für die Unterstützung des Projektes.

Literatur

- [1] Schacht, G.; Barr, C.; Diers, J.; Fritsch, C.; Marx, S.: Der Bauwerkszustand als Herausforderung für die Rückbauplanung – Methoden und Empfehlungen für erforderliche Untersuchungen. *Beton und Stahlbetonbau* 118 (2023), Sonderheft Rückbau von Betonbrücken S1, Februar 2023, S. 3–13 – DOI: 10.1002/best.202200099
- [2] 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
- [3] Singer, D.; Borrmann, A.: Machbarkeitsstudie BIM für Bestandsbrücken. Bundesanstalt für Straßenwesen, Schlussbericht Forschungsvorhaben FE 89.0309, 2016.
- [4] Löschmann, J.; Ahrens, M. A.; Dankmeyer, U.; Ziem, E.; Mark, P.: Methoden zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Eigenlasten bei Bestandsbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017) 8, S. 506–516 – DOI: 10.1002/bate.201700027
- [5] DVW e.V. – Gesellschaft für Geodäsie Geoinformation und Landmanagement; Runder Tisch GIS e. V. (Hrsg.): Leitfaden Geodäsie und BIM – Version 3.1. 2022.
- [6] DIN EN 13791:2020-02: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2019.
- [7] Schnell, J.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Weber, M.: Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V. (DAFStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAFStb, Heft 616, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2016.
DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 und AC:2010
- [8] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V. (DAFStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAFStb, Heft 310, Berlin: Ernst & Sohn, 1980.
- [9] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP, Hrsg.): DGZfP-Merkblatt B04: Ultraschallverfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen. 2018.

Bildquellen

Bilder 1–3, 7–9: MKP GmbH
Bilder 4–6, 10: Peter Betz

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“
- Nr. 3 **Festkolloquium Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße** zum 65. Geburtstag
- Nr. 4 **Dissertation Peter Lieberwirth:** Beitrag zur Anwendung zuverlässigkeits-theoretischer 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. September 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. September 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 09. September 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 Faltragwerke. 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 05. September 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 Cycle Assessment of Multy-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. September 2015
- Nr. 41 **Dissertation Tobias Wilhelm:** Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion
- Nr. 42 **Dissertation Lars Sieber:** Zur Beurteilung der Sprödbbruchgefährdung gelochter Stahltragwerke aus Flusstahl
- Nr. 43 **Tagungsband** zum 9. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 21. September 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
- Nr. 49 **Dissertation Daniel Ehlig:** Tragverhalten von Carbonbeton als Biegeverstärkung von Stahlbetonplatten unter Brandbelastung
- Nr. 50 **Dissertation Jakob Bochmann:** Carbonbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung
- Nr. 51 **Dissertation Matthias Quast:** Betondruckfestigkeit unter zweiachialer dynamischer Belastung
- Nr. 52 **Dissertation Christine Podgorski:** Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbauweise
- Nr. 53 **Dissertation Alaleh Shehni:** Modeling of Strain-Hardening Cement-based Composites (SHCC): A Finite Element Method using the Strong Discontinuity Approach (SDA) with Explicit Representation of Fibers
- Nr. 54 **Dissertation Alexander Schumann:** Experimentelle Untersuchungen des Verbundverhaltens von Carbonstäben in Betonmatrices
- Nr. 55 **Tagungsband** zum 11. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 08. März 2021
- Nr. 56 **Dissertation Marcus Hering:** Untersuchung von mineralisch gebundenen Verstärkungsschichten für Stahlbetonplatten gegen Impaktbeanspruchungen
- Nr. 57 **Dissertation Tilo Senckpiel-Peters:** Experimentelle Untersuchungen und Modellvergleiche von leichten Tragstrukturen aus Carbonbeton und betongetränkten Vliesstoffen
- Nr. 58 **Dissertation Ammar Siddig Ali Babiker:** Numerical modeling of steel fiber reinforced concrete composite exposed to high loading rate
- Nr. 59 **Dissertation Egbert Müller:** Torsionsversuche an carbonbetonverstärkten Plattenbalken mit neuen Carbonbewehrungssystemen – Experimentelle und analytische Betrachtungen
- Nr. 60 **Dissertation Oliver Mosig:** Einfluss von Poren und Porenwasser auf die Festigkeitssteigerung von Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten
- Nr. 61 **Dissertation Chongjie Kang:** Rail track resistance verification considering track-bridge-interaction
- Nr. 62 **Dissertation Michael Frenzel:** Zum Tragverhalten von leichten, geschichteten Betondecken
- Nr. 63 **Dissertation Oliver Steinbock:** Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton
- Nr. 64 **Dissertation Karoline Holz:** Carbonbeton unter Hochtemperaturbeanspruchung
- Nr. 65 **Dissertation Angela Schmidt:** Formoptimierung von Druckgliedern aus Beton und Stahlbeton
- Nr. 66 **Dissertation Juliane Wagner:** Zum Tragverhalten von Carbonbeton unter Ermüdungsbeanspruchung
- Nr. 67 **Tagungsband** zum 12. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 01. Juni 2023

Das 12. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ (SEUB) fand am 1. Juni 2023 an der TU Dresden statt.

Das Tagungsprogramm war mit insgesamt 14 Vorträgen zu den vier Schwerpunkten

- Methoden und Bewertung von Zustand, Trag-sicherheit und Restlebensdauer von Bauwerken,
- Zustandsprognose, Monitoring und prädiktives SHM,
- Neue Messverfahren und
- Aktuelle Bauwerksuntersuchungen

sehr gut gefüllt. In seiner *Keynote Lecture* gab Prof. Marc Gu-termann (Hochschule Bremen) einen Überblick über experi-mentelle Belastungsversuche an mehr als 180 verschiedens-ten Deckenplatten, die er und sein Team in den vergangenen 15 Jahren durchgeführt haben. Insgesamt nahm die Thema-tik der Weiterentwicklung und Anwendung von zerstörungs-freien oder -armen Mess- und Analysemethoden und deren vorteilhafte Kombination einen hohen Stellenwert ein. Die Anwendung reicht hierbei von der Stunde null mit dem Er-stellen eines sogenannten Geburtszertifikats über die mess-technische Überwachung von Strukturen im laufenden Be-trieb bis zur Datengewinnung beim Rückbau. Eindrücklich wird gezeigt, wie mit Methoden der experimentellen Bau-werksuntersuchung zum Erhalt des Baubestandes beigetra-gen werden kann.

Das 13. SEUB ist für 2025 geplant.

Der vorliegende Tagungsband ist als digitale Version open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden und auf dem sächsischen Dokumenten- und Publikationsserver Qucosa® abrufbar.