



Technische
Universität
Dresden

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



35. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

18. UND 19. MÄRZ 2026

© 2026 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von Dritten 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.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Tagungsorganisation:

Ausstellungsorganisation:

IT:

Social Media:

Jana Müller-Strauch

Harald Michler, David Sandmann

Matthias Zagermann

Stefan Gröschel, Jana Müller-Strauch

Titelbild: Gerüst für die Gueuroz-Brücke, errichtet von dem Gerüstbauer Richard Coray. Foto: Büro A. Sarrasin (Archiv Philippe Mivelaz)

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

Tagungsband 35. Dresdner Brückenbausymposium

**Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH**

18. und 19. März 2026

Inhaltsverzeichnis

Grußwort.....	9
<i>Regina Kraushaar Sächsische Staatsministerin für Infrastruktur und Landesentwicklung</i>	
Nationale Ergänzung des Brückenregelwerks – Hintergründe und Umsetzung	11
<i>Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Mehr Tempo für die Brückenmodernisierung durch funktionale Ausschreibungen, Schnellbauverfahren und serielles Bauen	21
<i>Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch, Dipl.-Ing. Manuela Poschau</i>	
Brückenverstärkungen mit CFK-Lamellen – Bemessung und Überbau mit Asphalt	29
<i>Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh, Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth</i>	
Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken – eine nachhaltige Alternative zum Neubau	39
<i>Conrad Pelka M.Sc., Dipl.-Ing. Jenny Keßler, Prof.-Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Spannungsrissskorrosion und sicherer Weiterbetrieb – ein ganzheitlicher Ansatz für die Elbebrücke Bad Schandau ...	51
<i>Dr.-Ing. Steffen Müller, Dr.-Ing. Oliver Mosig, Dipl.-Ing. Andreas Gruner, Christina Fritsch, M.Sc., Dr.-Ing. Gregor Schacht, Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Entwicklung, Umsetzung und Betrieb des geodätischen und faseroptischen Monitoringsystems der S-Bahn-Überbrückung am Bahnhof Stuttgart S21	61
<i>Prof. Dr.techn. Werner Lienhart, Dr.techn. Christoph M. Monsberger, Dipl.-Ing. Fabian Buchmayer, Dr.techn. Peter Bauer, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat, M.Sc. Sonja Gepperth, Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser</i>	
AR- und KI-gestützte Analyse von Schadensentwicklungen in der Bauwerksprüfung.....	73
<i>B. Eng. Jessica Steinjan, Dipl.-Ing. Jan-Derrick Braun, M. Sc. Lisa Freifrau von Rössing, M. Sc. Patrick Herbers, M. Eng. Bernhard Braun, M. Eng. Regina Panzer, Prof. Dr.-Ing. Markus König</i>	
Alexandre Sarrasin (1895–1976) – Stahlbetonbrücken in den Schweizer Alpen	81
<i>Dr. Philippe Mivelaz</i>	
Stabbogenbrücke Wustermark – altes Eisen mutig, radikal und nachhaltig neu verbaut	93
<i>Dipl.-Ing. Jörg Titel</i>	
A 45 Talbrücke Rinsdorf – innovativer Querverschub mit Pfeilern	103
<i>Dipl.-Ing. Ralf Schubart, Dipl.-Ing. Holger Klein, Dipl.-Ing. Wolfgang Schlensorg</i>	
Holz im Brückenbau – auf zu neuen Dimensionen im Straßenbrückenbau	113
<i>Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach</i>	
Zwischen Industriekultur und Natur – der „Sprung über die Emscher“	121
<i>Dipl.-Ing. Peter Sprinke, Jan Berwing, M.Sc., Asc. Prof. Dipl.-Ing. Arch Dirk Krolkowski, Dipl.-Ing. Arch Falko Schmitt, Dipl.-Ing., M.Sc. (Wirtsch.) Simone Kern</i>	
Friesenbrücke Weener – Europas größte Hub-Drehbrücke	131
<i>Dipl.-Ing. Stefan Schwede, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dr. ès sc. Jan Brütting, M.Eng. Lukas Hornberger, MSc. ETH Povilas Ambrasas, Dipl.-Ing. Andreas Menzel, Dipl.-Ing. Alexander Kröls, Dipl.-Ing. Jens Kögel, Dr.-Ing. Lutz Vogt, Dr.-Ing. Gregor Schacht</i>	
Krämerbrücke in Erfurt – 700 Jahre steinerne Brücke	143
<i>Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt</i>	
Vier Länder, viele Brücken, alles unter einem DACH – Brückenbauexkursion 2025	153
<i>Dipl.-Ing. Cedric Eisermann, Max Götze, M.Sc., Dipl.-Ing. Jakob Vogt</i>	
Neue Berliner Brücke in Duisburg auf der BAB 59	165
<i>Dipl.-Ing. Moritz Menge</i>	

Analyse und Reduzierung von Treibhausgasemissionen im Brückenbau	169
<i>Prof. Dr.-Ing. Stephan Görtz, Thi Kim Dung Pham, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens, Dr.-Ing. Bianca Kern</i>	
Sydney Harbour Bridge Cycleway – eine außergewöhnliche Fahrradbrücke	173
<i>Dipl.-Ing. Peter Boesch, M.Sc. Long Bai, M.Sc. Angus Murray</i>	
Nachhaltige Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Carbonbeton (CPC)	179
<i>Dipl.-Ing. Simon Liebl</i>	
Wirtschaftliche und ökologische Bewertung chloridbelasteter Brückenbauteile	183
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Paul Steinmetz, M. Sc., Dr.-Ing. Marc Zintel</i>	
Ermüdung alter Bahnbrücken am Beispiel der Sihlbrücken im HB Zürich	187
<i>Daniel Grüter, Felix Gisler, Christian Uhlig</i>	
Verschub der gevouteten Cölvebrücke über aktiven Schienenverkehr	193
<i>Josef Teupe</i>	
Potenziale von Suffizienzstrategien im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken	197
<i>Dr.-Ing. Clara Jiva Schulte</i>	
EcoBuild Evaluator – ganzheitliche Nachhaltigkeit im Ingenieurbau am Beispiel Rheinbrücke Schierstein	203
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Schultheis, Dipl.-Ing. Martin Ludwig</i>	
CFK-Spannlitzen für Betonbauteile im Brückenbau.....	207
<i>Dipl.-Ing. Johannes Schleiss, Dr.-Ing. André Seidel, Dr.-Ing. Danny Friese, Dr.-Ing. Paul Penzel, Prof. Dr.-Ing. Chokri Cherif</i>	
The new city bridge of Drammen (Norway)	213
<i>Birger Opgård, MSc Sivilingeniør, Mario Rando Campos, MSc ETSIIM, Architect Bartłomiej Halaczek, Architect Thor Olav Solbjør</i>	
Inserentenverzeichnis	220

Spannungsrisskorrosion und sicherer Weiterbetrieb – ein ganzheitlicher Ansatz für die Elbebrücke Bad Schandau

Dr.-Ing. Steffen Müller | Landesamt für Straßenbau und Verkehr (LASuV), Dresden; Dr.-Ing. Oliver Mosig | MKP GmbH, Dresden; Dipl.-Ing. Andreas Gruner | Landesamt für Straßenbau und Verkehr (LASuV), Dresden; Christina Fritsch, M.Sc., Dr.-Ing. Gregor Schacht | MKP GmbH, Dresden; Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx | TU Dresden, Institut für Massivbau

Kurzfassung

Die Elbebrücke Bad Schandau wurde in den 1970er Jahren als unterspannte Balkenbrücke in Massivbauweise errichtet. Im Rahmen einer Sonderprüfung wurden am markanten Unterspannband der spannungsrisskorrosionsgefährdeten Straßenbrücke Längs- und Querrisse inklusive Rostfahnen dokumentiert. Zusätzlich wurde eine deutliche Verformungszunahme des Überbaus gegenüber Messungen aus 2003 festgestellt. Da eine fortgeschrittene Schädigung infolge Spannungsrisskorrosion nicht ausgeschlossen werden konnte, erfolgten die Vollsperrung und die Anordnung einer objektbezogenen Schadensanalyse (OSA). Stufenweise wurden bauwerksdiagnostische, rechnerische und messtechnische Untersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten Anzeichen für Spannungsrisskorrosion und flankierende Schadenspotenziale, jedoch in begrenztem Maße. Die vermuteten Schadensursachen konnten weitgehend aufgeklärt werden. Um künftig Informationen zu neuen Spanndraht- und Bauwerksschäden zu gewinnen, wurde ein Dauermonitoring konzipiert und in Betrieb genommen. Das methodische Vorgehen ermöglichte eine schrittweise Rücknahme von Kompensationsmaßnahmen. Die Elbebrücke Bad Schandau dient damit als Best-Practice-Beispiel für den Umgang mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Brücken im Bestand.

1 Einleitung

Seit 1877 bestand in Bad Schandau durch die kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke eine feste Elbquerung [1]. Der bauliche Zustand der dreifeldrigen Stahlfachwerkbrücke mit zwei getrennten Überbauten für Schiene und Straße und einer Gesamtlänge von 187 m genügte in den 1960er Jahren nicht mehr den verkehrlichen Anforderungen, weshalb etwa 300 m stromauf eine neue Brücke für den Straßen- und Fußgängerverkehr geplant wurde – die Elbebrücke Bad Schandau. Dieser Brückenneubau war Teil eines größeren Verkehrsvorhabens, welches die heutige B 172 über die Gleise und die

Elbe führt (vgl. Bild 1) sowie die Zuwegung in die Ortslage Krippen mit einer Hochstraße neu gestaltete.

Die Planung der Brücke wurde durch den VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro für Straßenwesen BT Dresden unter Leitung von Eckhart Thürmer durchgeführt und von 1974 bis 1977 baulich umgesetzt (Dokumentation in [2], [3]).

Nach dem Einsturz der Carolabrücke in Dresden [4] wurden im Zuge von Begehungen und Sonderprüfungen alle Ort beton-Spannbetonbrücken mit Baujahr vor 1993 im sächsischen Bundes- und Staatsstraßennetz untersucht.



Bild 1: Elbebrücke Bad Schandau mit der Bahnbrücke der B 172 rechts im Bild

Foto: Müller, LASuV

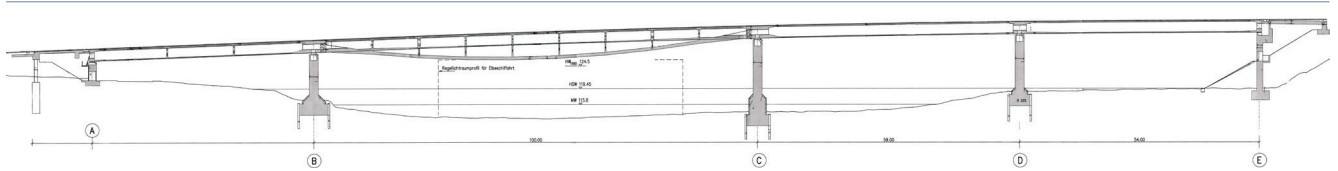


Bild 2: Längsschnitt Elbebrücke Bad Schandau [7]

Im Ergebnis der Sonderprüfung wurde die Elbebrücke Bad Schandau im November 2024 gesperrt [5]. Um die regionale Lebensader möglichst schnell für die Bevölkerung wiederherzustellen, wurde ein umfangreiches, interdisziplinäres Untersuchungsprogramm entwickelt und umgesetzt, was im folgenden Beitrag vorgestellt wird.

2 Tragwerksbesonderheiten

2.1 Allgemeines

Das vierfeldrige Bauwerk mit Stützweiten von 50, 100, 54 und 59 m überspannt die Elbe und deren Vorlandbereiche unter einem Winkel von 72 gon im Zuge der Bundesstraße B 172. Die Trassierung verläuft abgesehen vom rechtselbischen Randfeld geradlinig. Die Gradienten weist ein einseitiges Längsgefälle und eine Querneigung auf. Im Stromfeld ist eine lichte Höhe von 6,53 m beim höchsten schiffbaren Wasserstand vorhanden [6].

Der biegesteif durchlaufende Überbau ist als einzelliger, längsvorgespannter Hohlkasten mit konstanten Außenabmessungen ausgebildet (Bild 2). Im Bereich des 100 m langen Stromfelds werden die Spannglieder in einem frei unter dem Überbau verlaufenden Unterspannband

geführt. Die Verbindung zwischen Überbau und Unterspannband erfolgt durch 25 cm schmale vertikale Betonfertigteilscheiben im Abstand von 10,5 m.

Zusätzliche Querträger über den Stützen, den Vertikalscheiben und im gekrümmten Randfeld steifen den Hohlkasten aus. Die Gesamtbreite des Überbaus beträgt 14,2 m. Die Überbauquerschnitte in den Vorlandbereichen und der Stromöffnung sind in Bild 3 dargestellt. In Längsrichtung sind die Randöffnungen beschränkt und die Stromöffnung voll vorgespannt [8]. Die Spannglieder Typ BSG 100 [9] in St 140/160 gemäß [10] verlaufen dreireihig in sieben Lagen entlang der Stege und sind nach [11] spannungsrissskorrosionsgefährdet. Die Verankerung der Stegspannglieder in den Koppelfugen erfolgt in verstärkt ausgeführten Stegen. Zusätzliche Spannglieder sind in der Bodenplatte geführt.

Das Festlager der Brücke befindet sich am östlichen Strompfeiler, der Achse B. Als Lager kamen Gummitopflager nach TGL 18204 zur Ausführung [12].

2.2 Unterspannband

Der Überbau im Stromfeld ist schlaff bewehrt und wird durch das Unterspannband getragen, welches eine Höhe von 0,60 m und eine Breite von 3,07 m hat. Das Unterspannband verläuft polygonal, durchdringt im Abstand von 13,25 m zu den beiden Pfeilerachsen B und C den Überbau und wird in massiven Querträgerscheiben verankert. Im Unterspannband befinden sich für die Führung der BSG-100-Spannglieder 88 Stahlhüllrohre (vier Lagen à 22 Stück nach TGL 9013 [13]). Die Hüllrohre mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Wandstärke von 2,5 mm sind oberflächlich glatt und mit Muffen gestoßen. Eine schlaffe Längsbewehrung ist nicht vorhanden, in Querrichtung sind geschlossene Bügel ausgeführt. Der Achsabstand der Hüllrohre beträgt 105 bzw. 165 mm in Querrichtung und 130 mm in der Höhe.

Eine besondere Herausforderung stellte die Bewehrungsführung im Bereich der Querträger über den Pfeilern B und C dar. In diesen

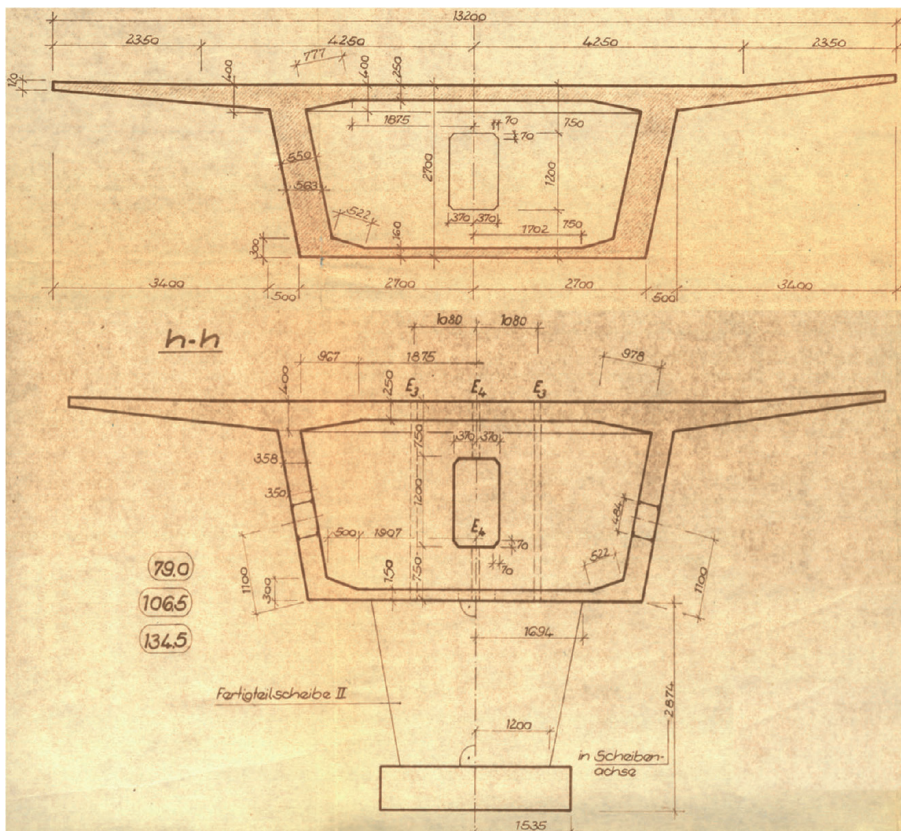


Bild 3: Querschnitte Regelfeld und Unterspannband [7]

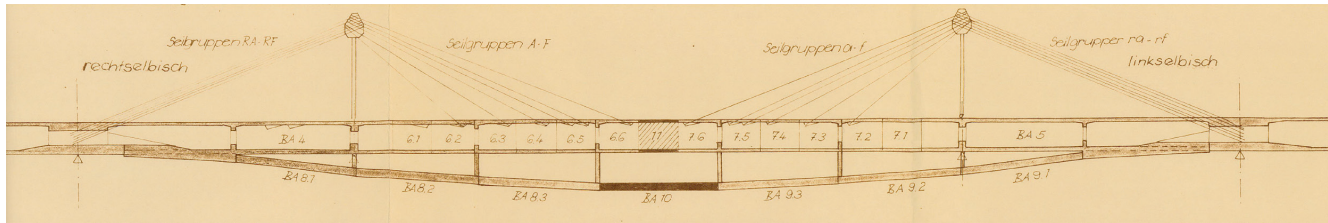


Bild 4: Bauzeitliche Abspannung über Hilfspylone [7]

Bereichen wurden die Stegspannglieder, die Spannglieder des Unterspannbands und die Rückverankerung der bauzeitlichen Pylone geführt.

2.3 Bauausführung

Der Bau der Brücke erfolgte von 1974 bis 1977, wobei die Randfelder auf Lehrgerüsten hergestellt wurden. Da die Stromöffnung für die Schifffahrt freigehalten werden musste, erfolgte dieser Abschnitt im Freivorbau von beiden Seiten aus mit einer Pylonabspannung (Bild 4). Die Pylone wurden auf Hilfsstützen unmittelbar neben dem Schifffahrtsprofil errichtet und an den Querträgern in den Achsen B und C rückverankert. Die Herstellung des Unterspannbands erfolgte abschnittsweise auf einem Hängegerüst, nachdem die jeweiligen Verbindungsfertigteilscheiben eingeschwommen wurden. Die Spannglieder wurden nach Lückenschluss durch Montageöffnungen in den Fahrbahnplatten eingebaut und gegen die massiven Querträger in den Achsen B und C verankert. Die Vorspannung erfolgte stufenweise in mehreren Spannvorgängen und wurde über Dehnungs- und Spannkraftmessungen überwacht [14], [15]. Da die Reibungsverluste deutlich geringer waren als angenommen, wurden statt der vorgesehenen 88 nur 84 Spannglieder eingebaut.

Im Jahr 2001 erfolgte eine umfangreiche Sanierung der Brücke, bei der u. a. die Kappen ersetzt und verbreitert, Betoninstandsetzungsarbeiten ausgeführt sowie Dichtung und Fahrbahn erneuert wurden.

3 Schäden und Vollsperrung

Nach dem Teileinsturz der Carolabrücke in Dresden am 11.09.2024 wurden alle Spannbetonbauwerke in Massivbauweise mit Baujahr vor 1993 im Bundes- und Staatsstraßennetz in der Zuständigkeit des sächsischen Landesamtes für Straßenbau und Verkehr zentral einer Begehung unterzogen, mit besonderem Fokus auf Anzeichen von Spannstahlschäden. Dabei wurden besonders Verformungen sowie Rissbildungen längs der Spannglieder und quer dazu betrachtet. Das Bauwerk in Bad Schandau zeigte dabei sowohl ein ausgeprägtes Rissbild im Überbau als auch deutliche Längs-

risse, die mehr oder weniger ausgeprägt über fast die gesamte Unterspannbandlänge an dessen beiden Seitenflächen sichtbar waren. Teilweise wurden entlang der Risse Rostfahnen an der Oberfläche festgestellt (Bild 5).

Aufgrund dieser Befunde wurden eine Sonderprüfung für die Längsrisse im Unterspannband beauftragt sowie parallel eine Vermessung der Kappenbolzen durchgeführt. Im Ergebnis der beiden Untersuchungen wurde eine deutliche Schadenserweiterung der Risse gegenüber der letzten Hauptprüfung festgestellt [9]. Dies betrifft zum einen eine Längenzunahme der Längsrisse und in einem Feld seitlich sichtbare Querrisse. Die Gegenüberstellung der Verformungsmessung mit der langjährigen Messreihe ab 1977 zeigte zum anderen eine deutlich über dem Erwartungswert liegende Änderung der Felddurchbiegung seit der grundhaften Instandsetzung 2001.

Da die Ursache der festgestellten Schäden nicht ohne eingehende Untersuchungen aufgeklärt werden konnte, aber jeder einzelne Schaden als potenzielles Ankündigungsverhalten im Falle von Spannungsrisskorrosion interpretiert werden kann, wurde die Brücke am 6. November 2024 sofort vorsorglich für jeglichen oben und unten geführten Verkehr vollgesperrt und eine objektbezogene Schadanalyse (OSA) zur Schadensaufklärung in Auftrag gegeben.

4 Zustandsanalyse

4.1 Methodik

Der Untersuchungsschwerpunkt im ersten Schritt lag auf den am Unterspannband dokumentierten Längs- und Querrissen. Auch die weiteren Bauwerksbereiche



Bild 5: Längsriß mit Rostfahnen an einer Seite des Unterspannbandes

Foto: Müller, LASuV

wiesen entsprechend zurückliegender Bauwerksprüfungen zum Teil Schäden in Form unterschiedlicher Rissbilder an Überbau und Unterbauten auf. Da die Elbebrücke ein Durchlaufsystem ist, konnte das vom Unterspannband unterstützte Stromfeld nicht isoliert betrachtet werden. Somit wurden für eine globale Bewertung des Bauwerkszustands folgende Schadensbilder berücksichtigt:

- Längsrisse am Unterspannband, teilweise mit rostbraunen Ablauffahnen,
- Querrisse am Unterspannband,
- Längsrisse an den Stegen des Überbaus,
- Längs-, Schräg- und Querrisse an den Querträgerblöcken des Überbaus,
- netzartige Risse an den Unterbauten.

Zur Aufklärung der Schadensbilder wurde ein methodisches, stufenweises Vorgehen gewählt, welches einen möglichst schnellen Erkenntnisfortschritt und damit verbundene Entscheidungen ermöglichen sollte. Die erforderlichen Maßnahmen wurden in einem Vorgehenskonzept zusammengestellt (schematisch in Bild 6 dargestellt) und berücksichtigten rechnerische und bauwerksdiagnostische Untersuchungen sowie messtechnische Überwachungen.

Ziel der ersten Untersuchungsstufe war die initiale Bewertung der Standsicherheit unter Eigengewicht und damit verbunden die Überprüfung der geltenden Sperrung der Wasserstraße. Nach Abschluss der ersten diagnostischen sowie rechnerischen Untersuchungen wurde in einer zweiten Stufe eine mögliche Freigabe der B 172 geprüft. Dafür erfolgten weiterführende Bauwerksuntersuchungen in Bereichen eines erhöhten Schädigungspotenzials. Neben dem Zustand der Spannglieder wurden auch der Beton und die schlaffe Bewehrung beurteilt. Die Ergebnisse sollten zur weiteren Eingrenzung möglicher Schadensursachen bzw. Abklärung bestehender Schadenshypothesen beitragen. Für den positiven Fall einer möglichen Freigabe der B 172 wurden die Installation und Inbetriebnahme eines Dauermonitorings vorbereitet. Zeitparallel erfolgte die Nachrechnung der Elbebrücke nach [11], [16].

4.2 Bauwerksdiagnostik

Die jeweiligen Untersuchungsziele sowie Art, Lage und Anzahl der Untersuchungsstellen wurden im Vorfeld in einer Untersuchungsplanung zusammengestellt. Soweit möglich wurden zerstörungsfreie und zerstörungssarme Verfahren kombiniert, um Probeentnahmestellen gezielt festzulegen und den Eingriff in den Bestand zu reduzieren. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Bewertung des Zustands der Spannglieder und

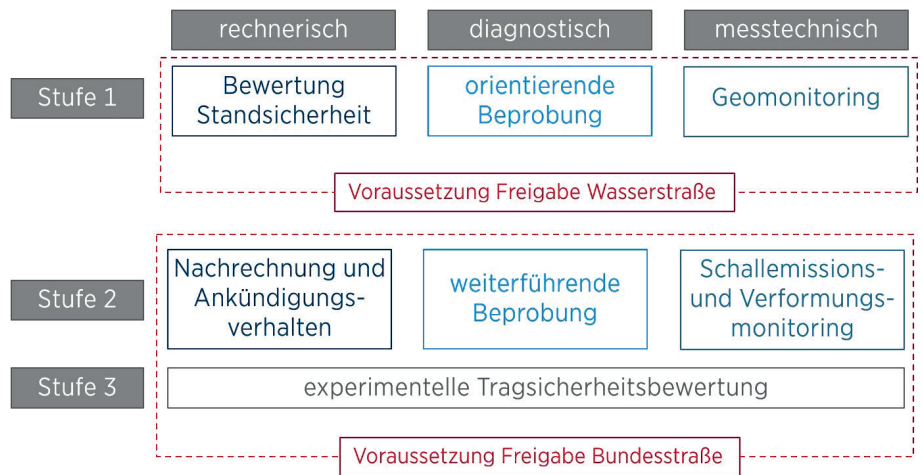


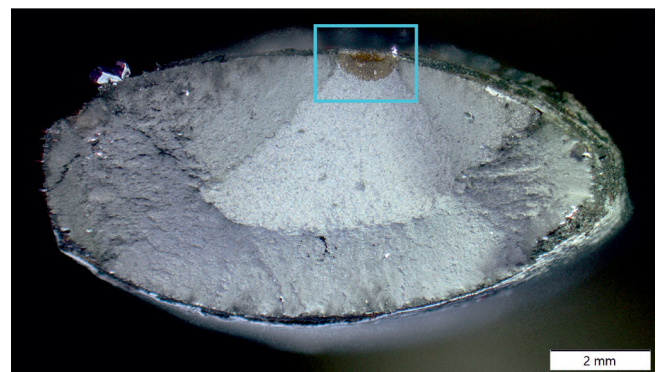
Bild 6: Untersuchungskonzept

Grafik: MKP GmbH

des Spannstahls hinsichtlich einer Schädigung durch wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion, wobei auch andere Korrosionsformen (bspw. chloridinduzierte Korrosion) betrachtet wurden. Dafür wurden insgesamt 20 Spannglieder im Bereich des Unterspannbands, der Stege und Bodenplatten lokal freigelegt und begutachtet. Innerhalb der Sondierungsöffnungen wurden der Zustand der Hüllrohre, des Verpressmörtels und der Spanndrähte dokumentiert. Sowohl vom Verpressmörtel als auch vom Spannstahl selbst wurden Materialproben entnommen, inklusive Rückdehnungsmessungen zur Feststellung des Vorspannungszustandes.

Der Zustand des Spannstahls variierte auch ohne erkennbare Abhängigkeit von der Lage der Sondierungsöffnungen. Visuell beurteilt lagen mehrheitlich nahezu blanke, vereinzelt jedoch auch oberflächlich deutlich korrodierte Spanndrähte vor. In einer der 20 Öffnungen wurde ein Spanndrahtbruch erkundet. An zwei der entnommenen Spanndrahtproben wurden bei Magnetpulverprüfungen Anrisse detektiert. Im Zugversuch zeigten die Spanndrähte vorwiegend ein duktils Verhalten, wenngleich anhand der Bruchflächen Anzeichen einer wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion sichtbar wurden (Bild 7).

Als potenzielle Ursache für die Längsrissbildung im Unterspannband wurde eine Überlagerung von konstruktiven Aspekten – hohe Anzahl Spannglieder, glatte

Bild 7: Bruchfläche mit Anzeichen einer Spannungsrissskorrosion
Foto: SLV-Halle

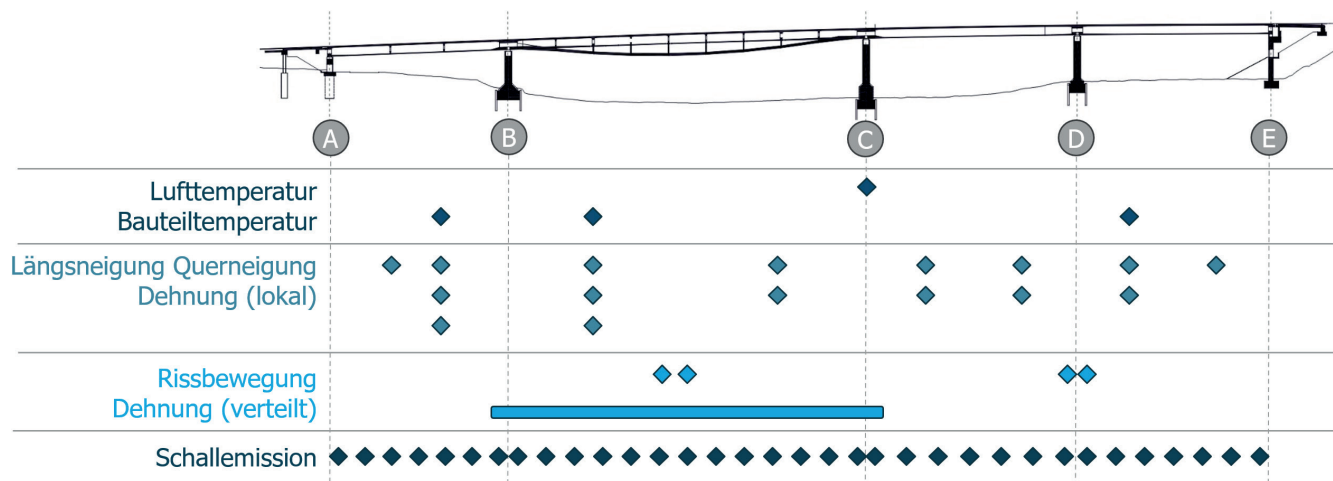


Bild 8: Übersicht Monitoring

Grafik: MKP GmbH

und steife Hüllrohre, anspruchsvolle Betonagebedingungen, geringe schlaffe Bewehrung – mit einer treibmineralbedingten Störung des Betongefüges identifiziert. Aufgrund der Schadensausprägung in Form von vergleichsweise langen Rissen jeweils in Spanngliedlage und der spezifischen Konstruktion des Unterspannbandes, hier v. a. die glatten Hüllrohre mit 2,5 mm Stärke, war es unwahrscheinlich, dass es sich bei den Längsrissen am Unterspannband um Anzeichen von Querspannungen aus der Wiederverankerung von gebrochenen Spanndrähten handelt [17]. Der Verpressmörtel wies teils hohe Durchfeuchtungsgrade auf, war hinsichtlich vorhandener löslicher Schadsalzverbindungen jedoch unauffällig und wies stark alkalische pH-Werte auf.

Ein Aspekt der zusätzlichen Untersuchungen war die Erkundung der Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung und Spannglieder. Sowohl teilflächige Potenzialfeldmessungen als auch Sondierungsöffnungen an der schlaffen Bewehrung lieferten keine Hinweise auf eine erhöhte Korrosionswahrscheinlichkeit oder aktive Korrosionsprozesse.

Weiterhin sollte der Zustand des Betons im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit und eine mögliche Treibmineralschädigung beurteilt werden. Die Untersuchungen an Bohrkernen bestätigten, dass in der Elbebrücke alkaliempfindliche Gesteinskörnung sowie ein damit verbundenes Reaktionspotenzial vorhanden sind und zurückliegend zum Teil bereits Treibreaktionen abgelaufen waren. Eine negative Auswirkung dieser Reaktionen auf die Betondruckfestigkeit wurde nicht festgestellt. Anhand von aus dem Überbau entnommenen Bohrkernen wurde nach [18] eine charakteristische Betondruckfestigkeit des Bauwerksbetons von $f_{ck, is} = 42,7$ MPa ermittelt. Dieser Wert liegt etwa 40 % über dem Erwartungswert von 30 MPa für einen Beton B450 und bestätigt die Erfahrungen aus Untersuchungen von Spannbetonbrücken vergleichbaren Alters [19].

Die rostbraunen Ablauffahnen entlang der Risse konnten auf oberflächliche Korrosionserscheinungen an der schlaffen Bewehrung und den Hüllrohraußenflächen zurückgeführt werden. Im Zuge der teilflächigen Entfer-

nung des Oberflächenschutzsystems stellten sich auch die dokumentierten Querrisse als unkritisch heraus, da diese im Bereich einer Reprofilierung der Bauteilkante verliefen, aber nicht in den deutlich festeren Konstruktionsbeton hineinreichten.

4.3 Bauwerksmonitoring

Um künftig etwaige aktive Schadensprozesse oder Zustandsveränderungen besser bewerten zu können, wurde für die Elbebrücke Bad Schandau ein Bauwerksmonitoring [20] mit folgenden Messzielen und -maßnahmen konzipiert:

- Erfassung von Rand- und Umgebungsbedingungen: Messung von Bauteiltemperaturen, Lufttemperatur und relativer Luftfeuchtigkeit,
- Erfassung von Verformungen des Überbaus: Neigungsmessungen in Längs- und Querrichtung, Dehnungsmessungen (lokal),
- Erfassung von Rissbewegungen: Wegmessungen, Dehnungsmessungen mit ortsverteilter faseroptischer Sensorik (*distributed fiber optic sensing* – DFOS),
- Detektion und Lokalisierung von Spanndrahtbrüchen: Schallemissionsmessungen.

Anzahl und Lage der Messstellen bzw. Messquerschnitte wurden im Abgleich mit der rechnerischen Bewertung festgelegt. Eine schematische Darstellung der Verteilung entlang des Bauwerks zeigt Bild 8. Die Installation des Dauermonitorings erfolgte in Stufen ab Februar 2025. Die Messdaten wurden mit Ausnahme der verteilten faseroptischen Dehnungsmessungen kontinuierlich erfasst, in der Messanlage gespeichert und an einen Cloudspeicher übertragen, wo eine automatisierte Aufbereitung und Visualisierung der Messdaten erfolgten.

Bei Auffälligkeiten an den Messanlagen, Grenzwertüberschreitungen sowie auffälligen akustischen Signalen wird ein Alarmierungsprozess und eine manuelle Überprüfung über die Datenfernübertragung in die Wege geleitet. Entsprechende Achtungs- und Grenzwerte wurden insbesondere mit Bezug zur rechnerischen statischen Bewertung festgelegt.

Seit Inbetriebnahme ist das Schallemissionsmonitoring (SEM) die wesentliche Grundlage zur Bewertung des Bauwerkszustands und des Schadensprozesses infolge von Spannungsrissskorrosion. Spanndrahtbrüche können mit einer Genauigkeit von wenigen Metern entlang des Bauwerks lokalisiert werden [21].

4.4 Belastungsversuch

Im Ergebnis der ersten Untersuchungsstufe wurden die Schadensursachen nicht vollumfänglich aufgeklärt, jedoch deutlich eingegrenzt. Allerdings konnte das Schadenspotenzial aus Spannungsrissskorrosion nicht hinreichend sicher quantifiziert werden – es wurden in geringem Maße typische Schadensbilder gefunden, Hinweise auf einen fortgeschrittenen Verlust von Vorspannkraft lagen jedoch nicht vor. Das Bauwerksmonitoring hilft bei der Bewertung etwaiger Zustandsveränderungen und neuer Spannstahlschäden, lässt jedoch keinen Rückblick auf die Vergangenheit zu. Aufgrund der Vollsperrungssituation konnte eine Bauwerksreaktion aus Verkehr nicht messtechnisch erfasst werden und eine reine Temperaturbelastung hätte mehrere Monate Beobachtungszeit bedeutet. In Anbetracht der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks wurde als Grundlage für eine zeitnahe und sichere Verkehrsfreigabe der B 172 die Durchführung eines Belastungsversuchs mit Fokus auf der experimentellen Bewertung der Tragsicherheit für die geplante reduzierte Verkehrslast sowie zur Überprüfung der noch vorhandenen Vorspannung geplant.

Normativ sind Belastungsversuche für den Hochbau in der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“

des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [22] geregelt. Für den Brückenbau bietet die Nachrechnungsrichtlinie [16] in Stufe 3 die Option, am Bauwerk ermittelte Messergebnisse für die Nachweisführung zu verwenden. Im Brückenbau kommt die experimentelle Tragsicherheitsbewertung eher selten zum Einsatz, da die zu erzeugenden Lasten, die die Temperatur- und Verkehrslastmodelle inklusive Sicherheiten abbilden und zu einer sicher messbaren Reaktion des Bauwerks führen müssen, nur sehr komplex zu erzeugen und abzusichern sind.

Für die einzelnen Freigabelasten musste ein bauwerkspezifisches Lastmodell entworfen werden, welches den gewünschten Verkehr, Temperatur, Eigengewicht und die notwendigen Sicherheiten abbildet und gleichzeitig keine planmäßigen lokalen Überbeanspruchungen und somit Schädigungen in das Bauwerk einträgt. Das Lastniveau wurde wie folgt ausgelegt:

1. Fußgänger und Radfahrer: $1,0 \text{ kN/m}^2$ auf beiden Gehwegen,
2. zweispuriger 7,5-t-Verkehr: $5,0 \text{ kN/m}^2$ je Fahrbahn,
3. Fahrzeuge bis 30 t (einspurig und mit Lichtsignalanlage geregelt): SLW 30.

Zur Erzeugung der Zielschnittgrößen wurde ein sechssachsiger *self-propelled modular transporter* (SPMT) in Kombination mit 10-t-Krangewichten zum Einsatz gebracht (Bild 9). Dabei wurden in Summe fünf Laststellungen getestet, mit welchen neben einer Referenzfahrt (Laststellung 1) die größte Zugbelastung im Unterspannband (Laststellung 3) sowie die Stützmomente der



Bild 9: SPMT und Krangewichte auf Elbebrücke

Foto: Stefan Gröschel, Institut für Massivbau, TU Dresden

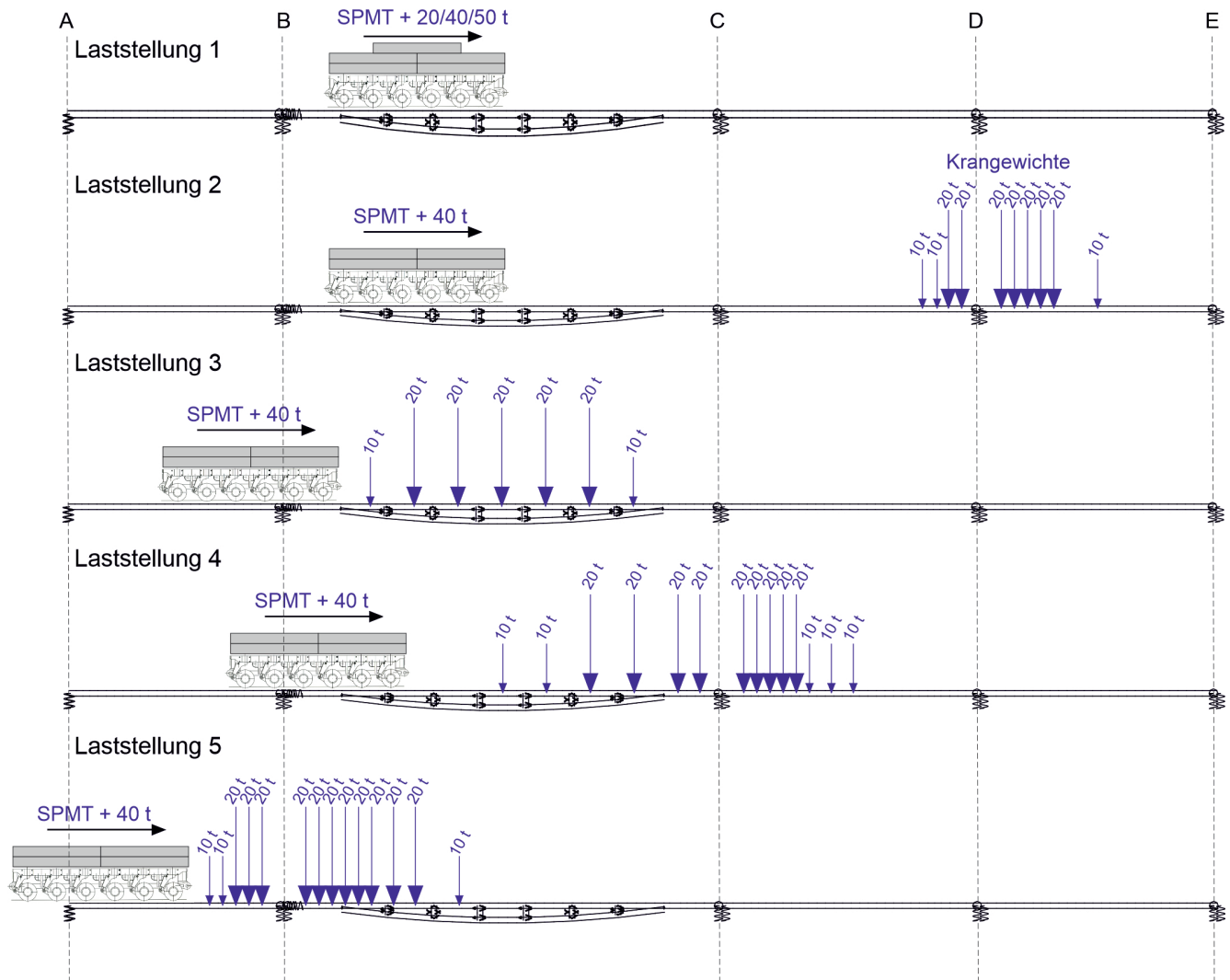


Bild 10: Laststellungen für den Belastungsversuch

Grafik: MKP GmbH

Achsen B, C und D (Laststellungen 2, 4 und 5) abgebildet wurden (vgl. Bild 10).

Während der Versuchsdurchführung wurden alle installierten Monitoringsysteme dauerhaft betrieben und live überwacht. Keines der gesetzten Versuchslastgrenzkriterien wurde überschritten und auch kein Spanndrahtbruch detektiert. Das Übereinanderlegen der Bauwerksreaktionen mit der statischen Berechnung ergab, dass zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch mindestens 90 % der vormals aufgetragenen Vorspannung am Bauwerk wirkten. Detaillierte Informationen zum Belastungsversuch enthalten [23] und [24].

4.5 Verhalten mit lastreduziertem Verkehr

Die Nachrechnungsergebnisse zeigten, dass die Elbebrücke in Bad Schandau in der Bauwerksreaktion im Wesentlichen durch Eigengewicht und Temperatur dominiert ist. Das intensive Monitoring des Bauwerks seit März 2025 zeigte Besonderheiten in der Temperaturdifferenz auf. So folgt das relativ schlanke Unterspannband den Temperaturwechseln deutlich schneller als der Hohlkasten, was zu internen Spannungszuständen führt. Diese Spannungszustände können am vorgeschädigten Spannstahl zu einer Überlastung führen. Alle bis-

herig aufgezeichneten SEM-Signale, die als potentielle Spanndrahtbrüche gewertet wurden, stehen in enger zeitlicher Beziehung zu Temperatursprüngen, so dass ein Zusammenhang möglich erscheint und im weiteren Beobachtungszeitraum überprüft wird.

Gemäß Belastungsversuch waren Anfang 2025 mindestens 90 % der Vorspannung vorhanden, was umgerechnet einer Sicherheit von mindestens 100 Spanndrähten je 5-m-Abschnitt entspricht. Da die rechnerische Anzahl zulässiger Brüche im Unterspannband recht hoch ist und im Wesentlichen nicht durch die Verkehrslast dominiert wird sowie eine vollständige Nachrechnung und die Erfahrungen aus dem Bauwerksmonitoring über den Betriebszeitraum mit reduziertem Verkehr vorlagen, konnte im Oktober 2025 die zulässige Tonnage auf 30 t je Fahrzeug bei laufender Überwachung erhöht werden.

4.6 Statische Bewertung

Die statische Bewertung der ersten Untersuchungsstufe basierte vorrangig auf den Ausführungsunterlagen sowie bauzeitlichen Veröffentlichungen [2], [3], anhand derer Schnittgrößenverläufe nachvollzogen wurden. Dadurch konnten der Modellierungsaufwand reduziert und vergleichsweise schnell Vergleichsrechnungen



Bild 11: Bausteine zum Umgang mit Bauwerken mit Spannungsrisskorrosionsgefährdung

Grafik: MKP GmbH

durchgeführt werden. Insbesondere Zusammenhänge zwischen vorhandener Vorspannkraft, Rissbildung und Verformungen wurden rechnerisch untersucht. In Kombination mit den ersten Untersuchungsergebnissen aus der Bauwerksdiagnostik konnte beurteilt werden, dass die Standsicherheit unter Eigengewicht gegeben ist, das Bauwerk im Schadensfall Umlagerungsvermögen besitzt und ein fortschreitender Verlust der Vorspannkraft im Bereich des Unterspannbands mit zusätzlichen Vertikalverformungen und deutlicher Rissbildung einhergehen würde.

Für die vollständige Nachrechnung nach [11], [16] erfolgte eine detaillierte Modellbildung in Sofistik. Dieses Modell war darüber hinaus wesentlich, um die Belastungszustände und die dazugehörigen Bauwerksreaktionen für den Belastungsversuch zu bestimmen. Der Vergleich der so erzeugten Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen führte nach 155 d Vollsperrung zu einer Freigabe für den reduzierten Verkehr.

5 Schlussfolgerungen

An der Elbebrücke Bad Schandau wurde eine ganzheitliche Methodik zur Bewertung des Bauwerkszustands angewandt, welche prinzipiell auf weitere Bauwerke übertragbar ist. Grundsätzlich beinhaltet das methodische Vorgehen vier sich gegenseitig beeinflussende und aufeinander aufbauende Bausteine (Bild 11). Sie können eingesetzt werden, um bei bekannter Spannungsrisskorrosionsgefährdung den Grad der bereits eingetretenen Schädigung zu beurteilen und den weiteren Schadensfortschritt zu quantifizieren. Der alleinige rechnerische Nachweis des Ankündigungsverhaltens nach [16] reicht dafür i. d. R. nicht aus, da viele Bestandsbauwerke bereits Risse unbekannter Ursache aufweisen bzw. Bereiche mit nicht detektierbarer Vorankündigung haben.

Die Bauwerksdiagnostik stellt Informationen zum aktuellen Zustand der Spannglieder und Spanndrähte bereit, wobei der Fokus auf der bereits eingetretenen Versprödung sowie auf der Beurteilung flankierender Schadensprozesse liegt. Aufgrund der erhöhten Schadenswahrscheinlichkeit sind dabei Spannglieder in kritischen Bereichen, wie den Hoch- oder Umlenkpunk-

ten, zu untersuchen. Dokumentierte Rissbilder können im Rahmen einer OSA aufgeklärt bzw. eingegrenzt werden.

Durch rechnerische Untersuchungen kann einerseits das Ankündigungsverhalten nach [16] ermittelt werden. Andererseits kann darauf aufbauend der Einfluss der vorhandenen Vorspannkraft auf das Riss- und Verformungsverhalten beurteilt werden. Die Ergebnisse der Bauwerksdiagnostik sind zwingend zu berücksichtigen. Dabei können neben den Spannstahleigenschaften die Betondruck- und -zugfestigkeit eine signifikante Auswirkung auf das rechnerische Ankündigungsverhalten haben (vgl. [19]). Aus den Berechnungen können wiederum Ableitungen für Achtungs- und Grenzwerte für das Bauwerksmonitoring begründet werden.

Für das Bauwerksmonitoring spielen insbesondere SEM und DFOS eine wichtige Rolle, weitere Messmaßnahmen können projektspezifisch ergänzt werden. Ab Inbetriebnahme des Schallemissionsmonitorings können auftretende Drahtbrüche erfasst und lokalisiert werden. Werden keine Drahtbrüche erfasst, kann von einem inaktiven Schadensprozess ausgegangen werden. Durch die DFOS kann ergänzend über ganze Bauteile oder Bauwerksbereiche das Riss- und Verformungsverhalten, gerade in den definierten Detektionsbereichen des Ankündigungsverhaltens, beurteilt werden.

Rückschlüsse zur Größenordnung bereits zurückliegend aufgetretener Drahtbrüche sind mithilfe von Belastungsversuchen möglich. Die aufgebrachte Beanspruchung muss dabei so groß sein, dass signifikante Bauwerksreaktionen hervorgerufen und messtechnisch erfasst werden können, sodass ein Abgleich mit den rechnerischen Untersuchungen zum Bauwerksverhalten und darauf aufbauend die Bewertung der aktuellen bzw. noch verbleibenden Vorspannkraft erfolgen kann.

Je nach Bauwerk, Schädigung und Nutzungsperspektive können alle Bausteine zur Anwendung kommen oder nur ausgewählte, wobei statische Berechnung und Bauwerksdiagnostik zwingende Elemente sind. Sämtliche zur Anwendung kommenden Lastmodelle und Ergebnisse der Berechnungsstufen sowie die Freigabe für die Verkehrsbelastungen sollten durch einen unabhängigen

Prüfingenieur auf Basis der gewonnenen Gesamterkenntnislage aus allen Bausteinen begutachtet und erst nach dessen Prüfung umgesetzt werden.

Dank

Wir danken allen direkt und indirekt an der Verkehrsfreigabe beteiligten Behörden und Unternehmen für ihre tatkräftige und pragmatische Unterstützung. Besonders zu erwähnen sind in diesem Zusammenhang das Bundesministerium für Verkehr (BMV), das Sächsische Staatsministerium für Infrastruktur und Landesentwicklung (SMIL) und die Stadt Bad Schandau.

Literatur

- [1] Sächsischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Dresden, Architektenverein [Hrsg.] (1878) Die Bauten, technischen und industriellen Anlagen von Dresden. Dresden, S. 489.
- [2] Thürmer, E.: Entwurf der Elbebrücke Bad Schandau. Die Straße 17 (1977) 5.
- [3] Thürmer, E.: Neue Straßenbrücke über die Elbe in Bad Schandau. Bauplanung – Bautechnik 32 (1978) 2, S. 88–93.
- [4] Scheerer, S.; Schacht, G.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Marx, S.; Ebell, G.; Marzahn, G.: Die wechselvolle Geschichte der Carolabrücke in Dresden. in: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium am 19./20.03.2025 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2025, S. 15–33. <https://doi.org/10.25368/2025.054>
- [5] EIBS GmbH, M. Hohenwalddt: Prüfbericht 2024 S1. B 172, Elbebrücke Bw3 Bad Schandau. 27.09.2024.
- [6] Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden: Memento vom 3. Juli 2009 im Internet Archive. abgerufen am 07.11.2024.
- [7] Bestandspläne Elbebrücke Bad Schandau des VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens. 1974.
- [8] TGL 0–4227:1963-05: Spannbeton, Berechnung und Ausführung.
- [9] TGL 22809:1968-12: Spannbeton mit nachträglichem Verbund, Bündelspannglieder – Nennkraft bis 100 Mp.
- [10] TGL 101-036:1962-12: Spannstahl St 140/160 öl-schlußvergütet oval schräggerippt.
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). 2011.
- [12] TGL 18204:1968-08: Gummilager für Bauwerke Gummitopflager.
- [13] TGL 9013:1975-06: Nahtlose Präzisionsstahlrohre mit normaler Maßgenauigkeit.
- [14] VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (EIBSw, Hrsg.): Bericht über Dehnungs- und Spannkraftmessungen an der neuen Elbebrücke Bad Schandau. Objekt-Nr.: 27 277, 03/1978.
- [15] VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (Hrsg.): BT Dresden. 27.264 – Elbebrücke Bad Schandau. Spannprogramm. 30.04.1975.
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011.
- [17] Bösch, T.; Kaplan, F.; Pirsawetz, S.; Saloga, K.; Steinbock, O.: B1 – Brücke Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel – Bauwerksuntersuchungen vor dem Rückbau. Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg (Hrsg.), 2021.
- [18] DIN EN 13791:2020-02: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen in Verbindung mit DIN EN 13791/A20:2022-04 Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Änderung A20.
- [19] Fritsch, C.; Diers, J.; Schacht, G.: Messen statt Schätzen – Erfahrungen aus aktuellen Bauwerksuntersuchungen. in: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium am 19./20.03.2025 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2025, S. 35–46. <https://doi.org/10.25368/2025.055>
- [20] Wedel, F.; Pitters, S.; Hille, F.; Herrmann, R.; Schneider, R.: Leitfaden – Strategischer Einsatz von Monitoring für Ingenieurbauwerke. Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (Vorabveröffentlichung 2025).
- [21] Käding, M.; Schacht, G.; Marx, S.: Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion. in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2023, Berlin: Ernst & Sohn, 2023, S. 745–777. <https://doi.org/10.1002/9783433611180.ch15>
- [22] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (Hrsg.): DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken. 07/2020.
- [23] Fritsch, C.; Mosig, O.; Müller, S.; Gruner, A.; Schacht, G.; Marx, S.: Verdachtsfall Spannungsrisskorrosion – Zustandsanalyse der Elbebrücke Bad Schandau Teil 1: Sonderprüfung, Vollsperrung und der Weg zur Wiederinbetriebnahme. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 8, S. 638–646. <https://doi.org/10.1002/best.202500038>
- [24] Mosig, O.; Fritsch, C.; Müller, S.; Gruner, A.; Schacht, G.; Marx, S.: Verdachtsfall Spannungsrisskorrosion – Zustandsanalyse der Elbebrücke Bad Schandau Teil 2 – Planung, Durchführung und Auswertung des Belastungsversuchs. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 12, S. 1041–1050. <https://doi.org/10.1002/best.70030>