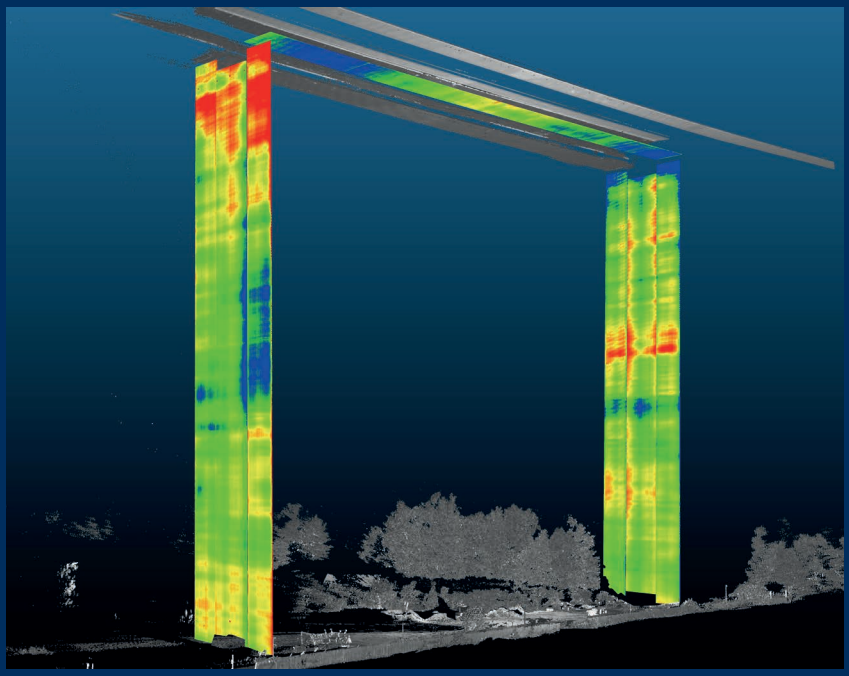
TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 55



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

11. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

08. März 2021

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

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

11. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

08. März 2021

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 55

Herausgeber der Reihe:

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

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden
D - 01062 Dresden

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

© 2021 Technische Universität Dresden
Alle Rechte vorbehalten. Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung der Herausgeber. Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.
Für die Inhalte sind die Autor*innen verantwortlich.

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

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

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

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

Veröffentlicht: Dresden, März 2021

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

Inhalt

Grußwort 5
Torsten Hampel, Sabine Wellner und Silke Scheerer

Experimentelle Untersuchung von Balkenreihentragwerken 8
Oliver Steinbock, Olaf Mertzsch und Sabine Wellner

Experimentell gestützte Nachweise von Eisenbahn-Stampfbetonbrücken 20
Marc Gutermann und Werner Malgut

Berührungslose Überwachung von Brücken mit großer Stützweite 32
Florian Schill und Gregor Schacht

Ultraschalluntersuchung von Baukonstruktionen 46
Sebastian Schulze

Monitoring von Kräften und signifikanten Bauwerksparametern in einer Stahlbeton-brücke zur Analyse von Schädigungsprozessen 54
Jens Kühnapfel, Gunter Hahn, Markus Fischer und Stefan Mortag

Structural Health Monitoring der Maintalbrücke Gemünden zur Unterstützung einer prädiktiven Instandhaltung 66
Ralf Herrmann, Ronald Schneider, Patrick Simon, Falk Hille, Samir Said und Matthias Baeßler

Rissweitenmessung mittels nachträglich angebrachten, verteilten faseroptischen Messsystemen 78
Alois Vorwagner, Maciej Kwapisz, Werner Lienhart, Madeleine Winkler und Urs H. Grunicke

Verbesserte Bestimmung des Chloridgehaltes in Beton durch neues Messverfahren 88
Fritz Binder und Stefan L. Burtscher

Spanndrahtbruchdetektion mit Schallemissionsmonitoring 96
Max Käding, Gregor Schacht und Steffen Marx

Ansätze zur objektspezifischen Ermittlung und Bewertung von KKS-Schutzkriterien 106
Ulrich Schneck

Probebelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke 118
Oliver Steinbock, Nina Josiane Giese und Manfred Curbach

Experimentelle Tragfähigkeitstests des OML in den Jahren 2019 und 2020 130
Sabine Wellner, Torsten Hampel und Silke Scheerer

Experimentell gestützte Nachweise von Eisenbahn-Stampfbetonbrücken

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

KURZFASSUNG

Gewölbebrücken sind Tragwerke mit teilweise enormen Tragreserven, die rechnerisch nur schwer zutreffend zu beschreiben sind – insbesondere, wenn die Struktur vorgeschädigt ist. Ein Lösungsweg ist, mit Hilfe von Systemmessungen ein hybrides Verfahren anzuwenden: wesentliche Bauwerksreaktionen werden unter Betriebslasten gemessen, um Rechenmodelle auf der Grundlage der Ergebnisse anzupassen und den aktuellen Lastabtrag abzubilden. An dem validierten Modell werden anschließend alle weiteren Nachweise zur Ermittlung der zulässigen Einwirkungen durchgeführt. Ein Nachteil gegenüber Probebelastungen ist, dass bei der rechnerischen Extrapolation der Ergebnisse bis zur Traglast Unsicherheiten verbleiben. Diese werden in der Regel durch Parametervariationen abgeschätzt, um die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen.

Dieser Beitrag soll, neben den rechtlichen Voraussetzungen, die technischen Herausforderungen an experimentelle Nachweise beschreiben und an einem besonderen Beispiel erläutern. Die untersuchte Stampfbetonbrücke wurde mit Naturstein verkleidet, 1970 mit Stahlbetonkonsolen ergänzt und mehrfach saniert. Die Tragfähigkeit und insbesondere die Beteiligung des Verblendnatursteins waren völlig unklar, so dass beides mit experimentell gestützten Methoden ermittelt werden sollte.

1 Einleitung

Experimente sind Teil unserer Ingenieurgeschichte. Sie dienen der Absicherung neuer Bauweisen und helfen, theoretische Ansätze zu verstehen. Das grundsätzliche Prinzip ist einfach und bewährt: es wird ein Bauteil belastet und seine Reaktionen gemessen (Bild 1). Je nach Zielrichtung der Aufgabe kann in drei unterschiedliche Verfahren unterschieden werden [1]:

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

Jedes Konzept hat seine prädestinierten Einsatzbereiche und ist gekennzeichnet durch 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.

Mit Systemmessungen überprüft man das aktuelle Tragverhalten eines Bauwerks etwa im Gebrauchslastniveau (Bild 1), um zum Beispiel bekannte Schäden zu überwachen oder Berechnungsannahmen zu verifizieren. Die Belastung muss dabei einerseits so hoch gewählt werden, dass das Tragverhalten der Konstruktion unter den planmäßig auftretenden Nutzlasten angemessen beurteilt werden kann, und darf andererseits nicht so hoch sein, dass kritische Bauwerksreaktionen eintreten. Die Verformungen bleiben vorwiegend im linear-elastischen Bereich. Nichtlineare Untersuchungen bei höheren Beanspruchungszuständen können im Nachgang mit den entsprechenden Unsicherheiten an einem kalibrierten Berechnungsmodell durchgeführt werden.

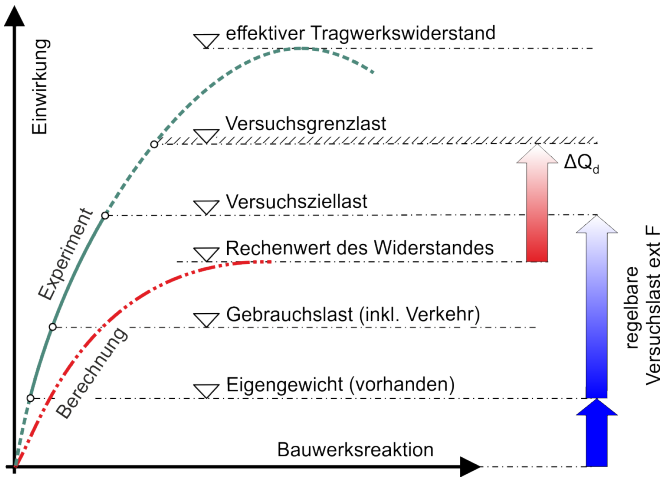


Bild 1: Sicherheitskonzept (idealisiert); ΔQ: nutzbarer Zuwachs der Verkehrslast

Wenn die Schwachstellen bekannt sind und konkrete Grenzwerte festgelegt werden können, eignen sich Systemmessungen auch für Monitoring, das bei zuvor definierten Veränderungen Aktionen auslösen kann (Alarm, Information, Sperrung, ...).

Die grundsätzliche Eignung und Zulässigkeit des die Rechnung begleitenden, experimentellen Tragfähigkeitsnachweises auf der Grundlage der Regelungen der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [1] wurde auch von der Fachkommission „Bautechnik" der ARGEBAU bestätigt [2]. Die versuchsgestützte Bemessung ist zudem im aktuellen Normenwerk der Eurocodes enthalten, z. B. in den Grundlagen der Tragwerksplanung [3] oder in der Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken [4].

Ein Anwendungsbeispiel ist die messtechnische Überprüfung von historischen Stampfbeton-Gewölbebrücken. Gewölbebrücken besitzen oftmals enorme Tragreserven, die meist durch Hinterfüllung und Lagerungsbedingung zu erklären sind [5]. Das Tragwerk ist jedoch rechnerisch nur schwer zuverlässig zu beschreiben – insbesondere, wenn die Struktur vorgeschädigt ist. Ein Lösungsansatz ist ein hybrides Verfahren: wesentliche Bauwerksreaktionen werden unter Betriebslasten während der Überfahrt von schweren Loks bzw. Güterwagen gemessen, um FE-Rechenmodelle auf der Grundlage der Ergebnisse anzupassen und den aktuellen Lastabtrag abzubilden. An dem validierten Modell werden dann alle weiteren Nachweise und Berechnungen zur Ermittlung der zulässigen Einwirkungen durchgeführt. Ein Nachteil gegenüber Belastungsversuchen ist, dass bei der rechnerischen Extrapolation der Ergebnisse bis zur Traglast Unsicherheiten verbleiben. Diese werden in der Regel durch Parametervariationen abgeschätzt, um die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen.

2 Loisach-Viadukt

2.1 Bauwerksbeschreibung

Mitte des 19. Jahrhunderts strebte Bayern danach, eine neue leistungsstarke Alpenquerung zum Anschluss des Güterverkehrs nach Italien zu schaffen. Durch den Eisenbahnboom beflügelt, wurde ein Ausbau des Schienennetzes bevorzugt. Nachdem Österreich (Brennerbahn) und Schweiz (Gotthardbahn) parallel bereits Strecken ausgebaut hatten, wurde die Idee einer Bahnstrecke über den Fernpass (Imst–Fernpass–Reutte) vorerst aufgegeben und das Schienennetz an bestehende Trassierungen angeschlossen. Die Vision jedoch blieb, und so erhielt das bis dato schlecht erschlossene Tirol Anfang des 20. Jahrhunderts eine Lokalbahn über den *Außerfern*. Für eine Lokalbahn war der Bau relativ aufwändig. So mussten mehrere Tunnel und große Brücken errichtet werden. Außerdem waren große Höhenunterschiede zu überwinden, da die Trassierung nur selten Tälern folgen konnte. Aus Sparzwängen wurden einige kleinere Tunnelbauwerke vermieden, die Strecke war daher kurvenreich (R ≥ 180 m) und mit großen Steigungen bis 36,5 ‰ ange-

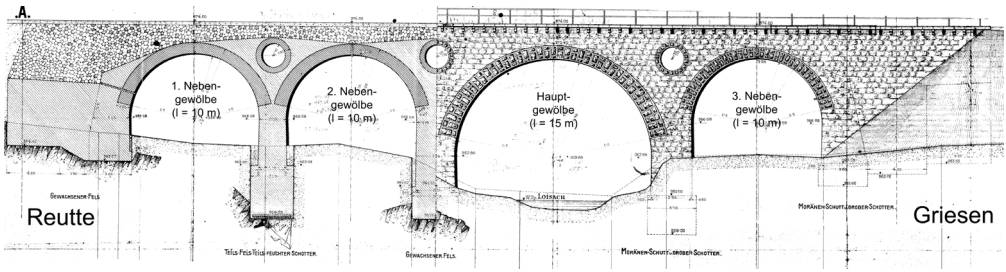


Bild 2: Loisach-Viadukt (auch Ehrwald-Viadukt genannt) – Längsschnitt und Ansicht (1913)

legt. Zur Eröffnung am 29. Mai 1913 wurde die Strecke mit Geschwindigkeiten bis zu 40 km/h freigegeben. Ausführlichere Informationen zur Geschichte sind auf der Webseite zur Außerfernbahn [6] zu finden.

Im Streckenabschnitt Reutte–Griesen überführt das Loisach-Viadukt bei km 22,973 in Ehrwald, Österreich, eingleisig die Zugstrecke der Außerfernbahn in einem leichten Linksbogen mit einem Radius R = 200 m den Fluss Loisach sowie die Ehrwalder Straße B 187 (Bild 2).

Die Gewölbebrücke besteht aus einem Stampfbetonkern, der aufgrund der ortschaftsnahen Lage aus optischen Gründen mit Natursteinen aus der Umgebung verkleidet wurde. Ihre insgesamt sieben Öffnungen lassen sich in ein Hauptgewölbe (l_w = 15 m), drei Nebengewölbe (l_w = 10 m) sowie drei Spargewölbe (l_w = 1,8 m) unterteilen (Bild 2). Aufgrund des festen, felsigen Baugrundes und der massiven Bauweise ist davon auszugehen, dass es sich um gelenklose Vollgewölbe handelt. Dieses trifft ebenfalls auf die neun gleichzeitig von 1910–1912 im gesamten Bauvorhaben Innsbruck–Scharnitz und Reutte–Griesen errichteten Viadukte zu (siehe Bild 6 in Abschnitt 3.1).

Die Gewölbestärke nimmt vom Scheitel zum Kämpfer hin stetig zu, welches ebenfalls ein Merkmal beiderseits eingespannter Gewölbe ist. Die Breite des Oberbaus mit dem Geländer beträgt ca. b_o = 5,2 m. Die Pfeilerbreite unten beträgt ca. b_{pu} = 5,6 m und oben ca. b_{po} = 4,5 m.

Während die Gewölbe hauptsächlich aus Stampfbeton bestehen, zeigten im Jahre 1977 durchgeführte Kernbohrungen, dass in den Pfeilern stellenweise ein Stampfbeton-Kalksteingemisch „harter Steinschlag“ verbaut wurde. Die Hinterfüllung oberhalb der Gewölbe bis zum Oberbau in der Brückenachse besteht aus einer Steinschlichtung, wobei die Aufbauhöhe und -breite variiert (vgl. Bilder 2 bis 4). Die Stirnwände sind bis zur Unterkante der Konsolsteine ebenfalls aus Stampfbeton ausgeführt. Den oberen, seitigen Abschluss bilden die aufliegenden, entkoppelten Stahlbetonkonsolen mit der Geländerkonstruktion.

2.2 Problemstellung

Im Laufe der vergangenen Jahrzehnte wurde das Objekt aufgrund von verschiedenen Schä-

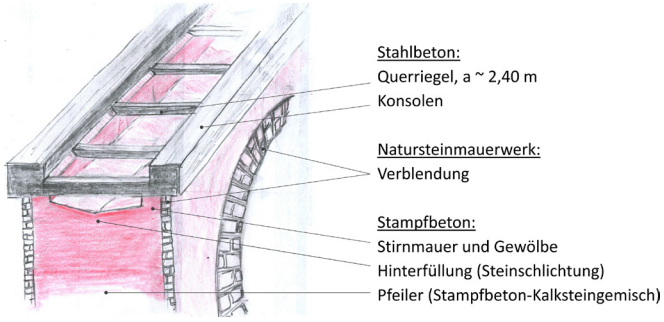


Bild 3: Isometrie des Stampfbetonquerschnitts mit Stahlbetonkonsolen (2020)

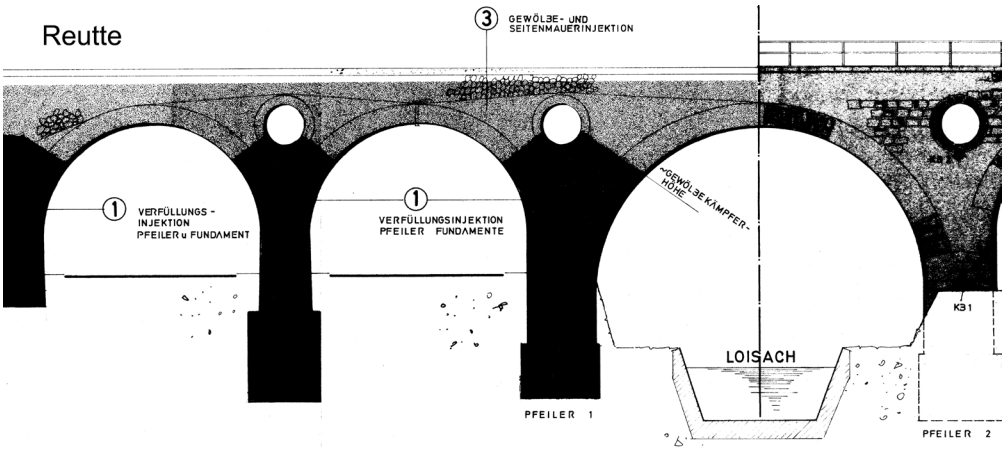


Bild 4: Injektionsübersicht der Bauwerkssanierung (1978)

den saniert und ertüchtigt. Im Jahr 1970 wurden die Stahlbetonkonsol- und Randsteine auf den Stirnwänden erneuert. Dabei sind die Konsolen durch 2,40 m auseinanderliegende Querriegel miteinander gekoppelt und auf den Bestandsstirnwänden auf einer Mörtelfuge gelagert (Bild 3). Dadurch sind die Konsolen vom restlichen Bauwerk entkoppelt. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass über die Querriegel auch Verkehrslasten direkt in die Stirnwände eingeleitet werden.

Durch Erosion und Unterspülung der Gewölbepfeilerfundamente entstanden Schäden am Bauwerk, die 1978 saniert wurden. Im Zuge dieser Arbeiten wurde eine neue Stahlbeton-Flussrinne unter dem Viadukt hergestellt, um die Loisach zu regulieren und weitere Fundamentunterspülungen zu vermeiden. Während der Entnahme von Kernbohrungen in den Pfeilern wurde bei allen vieren ein totaler Spülwasserverlust festgestellt, was auf eine hohe Porosität, Kiesnester oder Risse schließen ließ. Zur Verbesserung des Gefüges wurde daher eine Verfüllungsinjektion mit Zementleim in den Pfeilern und Fundamenten sowie in den Gewölbe- und Seitenmauern durchgeführt (vgl. Bild 4).

Infolge einer undichten Abdichtung unter dem Oberbau konnte das Regen- und Schneeschmelzwasser unkontrolliert durch das Bauwerk sickern und beschädigte sowohl den Stampfbeton als auch den Mauerwerksmörtel durch Auswaschungen und Frostsprengungen. Aus diesem Grund wurde im Jahr 1980 die Abdichtung erneuert. Dazu wurde der Oberbau zurückgebaut und auf der bestehenden Hinterfüllung eine 10 cm starke Unterbetonschicht mit einem Versiegelungsmörtel hergestellt.

Nachdem sich ein Längsriss zwischen Stirnwand und Gewölbebogen gebildet hatte und Steinfragmente des Verblenders aus dem Mauerwerksverbund herausgefallenen waren (Bild 5), wurde 2014 eine Sanierung des Natursteinmauerwerks veranlasst. Dabei wurden einzelne Verblenderkalksteine neu eingemauert und verfugt.

Das Tragwerk wird durch Züge der Streckenklasse D4 nach ONR 24008 [7] mit einer Geschwindigkeit von 80 km/h belastet. Da unklar war, wie die Materialkennwerte sowie Lagerungsbedingungen anzunehmen sind und ob sich das Natursteinverblendmauerwerk am Lastabtrag beteiligt, wurde vorgeschlagen, das reale Tragverhalten durch Überfahrtsmessungen auszuloten. Die Messergebnisse sollten dazu genutzt werden, ein Finite-Elemente-Modell der Brücke zu kalibrieren, um anschließend am so verbesserten Modell den Nachweis zu führen.

Bild 5: Schäden am Loisach-Viadukt; links: Stirnringrisse hinter der Stirnvormauer im Hauptgewölbe, rechts: herausgefallenes Steinfragment der Verblendung

3 Berechnungsmodell

3.1 Geometrie und Materialien

Die Geometrie war aus den Zeichnungen der Ausführungs- und Sanierungsplanung bekannt und wurde durch eigenes, stichprobenartiges Aufmaß überprüft (Bilder 2 und 3):

- Lichte Weite Hauptöffnungen: 15,00 m
- Lichte Weite Nebenöffnungen: 10,00 m
- Dicke der Gewölberinge
  - Stampfbeton (Hauptöffnungen): 1,08 m
  - Stampfbeton (Nebenöffnungen): 0,82 m
  - Natursteinmauerwerk: 0,17 m
- Breite der Gewölbe (Stampfbeton): 4,50 m

Die zum statischen Nachweis notwendigen Informationen über die Materialeigenschaften (z. B. Betonfestigkeiten, Mauerwerksfestigkeit) lagen nicht vollständig vor. In der Strecke der Außerfernbahn existieren mehrere baugleiche Stampfbetonbrücken ohne Mauerwerksverblendung, die bereits in den Vorjahren durch Systemmessungen analysiert worden waren (z. B. Lichtenberg-, Gurgelbach- und Vorberg-Viadukt, Bild 6). Die bei diesen Untersuchungen kalibrierten Materialkennwerte wurden zur Voranalyse des Loisach-Viadukts verwendet (Tabelle 1). Sie sollten später anhand der Ergebnisse der durchgeführten Systemmessungen durch Variation am FE-Modell angepasst werden.

Bild 6: Bereits untersuchte Bauwerke: Lichtenberg-, Gurgelbach- und Vorberg-Viadukt

Material *Nr.*	*Bezeichnung*	f_{ck} [N/mm²]	E-Modul [N/mm²]	Schubmodul G [N/mm²]	Querdehnzahl μ [-]	Spez. Gewicht γ [kN/m³]
M1	Stampfbeton Gewölbebogen	16	22500	9375	0,20	24
M2	Stampfbeton Pfeiler	16	22500	9375	0,20	24
M3	Stampfbeton Stirnwand	16	22500	9375	0,20	24
M4	Stb. B225 Überbau und Kappen	11,9	26000	10800	0,20	25
M5	Bahndamm / Fels (Boden)	-	30000	11905	0,26	20 / 22
M6	Schotter (Oberbau)	-	500	217	0,15	20
M7	Natursteinverblender Kalkstein, dicht	≥ 30	80000		0,32	27
M8	Zementmörtel	10	8000	3333	0,20	20
M9	Natursteinmauerwerk	≥ 11,33	50000	22727	0,10	26,5

Tabelle 1: Geschätzte Materialparameter aus eigenen vorangegangenen Untersuchungen (2016; Untersuchungen unveröffentlicht)

Für den Verblender wurde angenommen, dass er dichter Kalkstein oder Dolomit sein müsste. Die Materialkennwerte des Natursteinmauerwerks wurden mit der Mindest- und der mittleren Druckfestigkeit R_S eines dichten Kalksteins angenommen (γ = 25 bis 27 kN/m²; mittlere Druckfestigkeit (trocken) 110 N/mm², siehe [7] und [12]).

Unter Berücksichtigung der Stein- und Mörteldicke lässt sich aus der Stein- und Mörteldruckfestigkeit die Normdruckfestigkeit R_M des Mauerwerks ermitteln. Mit der Annahme einer Druckfestigkeit eines mittelfesten Zementmörtels und der Mindestdruckfestigkeit dichter Kalksteine und Dolomite nach [7] ergab sich eine charakteristische Normdruckfestigkeit für das Natursteinmauerwerk von R_{Mk} = 9,06 N/mm² [8]. Diese darf nach Ril 805.0203 [9] bei großen, gleichmäßig beanspruchten Gewölben um den Faktor 1,25 erhöht werden. Somit ergibt sich eine erhöhte charakteristische Normdruckfestigkeit des Natursteinmauerwerks $R_{Mk,1.25}$ = 11,33 N/mm². Nach den Regelwerken [8] lässt sich der mittlere Mauerwerkselastizitätsmodul E_M = 50.000 N/mm² aus anteiliger additiver Überlagerung des Stein-E-Moduls E_S und des Fugen-E-Moduls E_F bestimmen.

Der Stampfbeton entspricht in etwa den Eigenschaften eines C16/20 bzw. C20/25 [10]. Für die Finite-Elemente-Eingabe wurde ein Beton mit einem E-Modul von 22.500 N/mm² verwendet (siehe Tabelle 1). Für die Materialfestigkeiten wurden die folgenden charakteristischen Werte gewählt:

- Stampfbeton:
  char. Druckfestigkeit: bis 16,00 N/mm²
  char. Grenzzugspannung: 1,9 N/mm²
- Natursteinmauerwerk:
  char. Druckfestigkeit: ab 11,33 N/mm²
  char. Grenzzugspannung: 0,1 N/mm²

3.2 Finite-Elemente-Modell

Die Berechnungen für die Gesamtstruktur beruhen auf der Annahme eines isotropen Materials mit linear-elastischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung und wurden mit dem FE-Programm RFEM der Firma Dlubal durchgeführt. Für die Modellierung wurden Scheibenelemente gewählt [11]. Mit vergleichsweise geringem Aufwand lässt sich der flächige Lastabtrag in Haupttragrichtung mit nichtlinearen Materialgesetzen simulieren, wobei die unterschiedlichen Steifigkeiten der Haupttragelemente berücksichtigt werden (Oberbau, Gewölbering, Pfeiler und Boden). Die Krümmung des Bauwerks (R = 200 m) wurde dabei zwar im Modell vernachlässigt, die Auswirkungen (Zentrifugalkräfte) konnten jedoch durch das Einführen horizontaler Fliehkräfte im Nachweis gleichwohl berücksichtigt werden.

In Bild 7 ist die Isometrie des Schalenmodells mit den entsprechenden Flächendicken farblich dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass die Fläche der mittragenden Stirnwand des Oberbaus aufgrund der Berechnung in Schalenelementsystemachse mittig angesetzt wird, sodass eine ungünstigere Spannungsverteilung in den Stampfbetonrandfasern erwartet wird.

Das Verblendmauerwerk wird als homogener Werkstoff abgebildet, da eine Mikromodellierung von Steinen und Lagerfugen zu aufwändig und nicht notwendig ist. Aufgrund der Vernachlässigung vorhandener Diskontinuitäten wird mit mittleren homogenen Spannungen, E-Modulen und Dehnungen im Mauerwerk gerechnet. Bild 8 zeigt einen Ausschnitt des FE-Modells.

4 Systemmessungen

4.1 Versuchsprogramm

Die Messungen der Bauwerksreaktionen konnten während der Zugüberfahrten im Regelbetrieb bzw. aus Loküberfahrten (1 × Lok der Baureihe 1016, L = 19,0 m; G ~ 88 t, Bild 9) durchgeführt werden. Position und Geschwindigkeit wurden über Lichtschranken und Dehnungsmessstreifen am Gleis bestimmt. Das Versuchsprogramm der Loküberfahrten umfasste:

- Schnelle Überfahrten: v ~ 60 km/h,
- Langsame Überfahrten: v ~ 10 km/h,
- Bremsen auf der Brücke: 0 > v ~ 55 km/h,
- Anfahren auf der Brücke: 0 > v ~ 19 km/h.

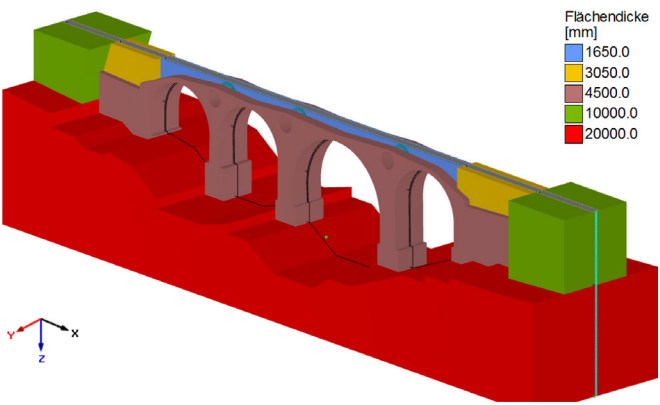


Bild 7: Isometrie der Konstruktion; Flächendicken farblich sortiert

4.2 Messtechnik

Es wurden am Bauwerk mehrere Bauteilreaktionen online gemessen und zeitgleich am Monitor als Reaktions-Zeit-Diagramm dargestellt. Grundsätzlich besteht ein Messkonzept aus einer Mischung von Sensoren, die einerseits das globale Tragverhalten (Durchbiegung, Setzung) und andererseits lokale Strukturveränderungen (Dehnungen, Ablösungen, Risse) aufzeichnen können (siehe Bild 10). Zur Messwertverarbeitung mit Messraten von 20

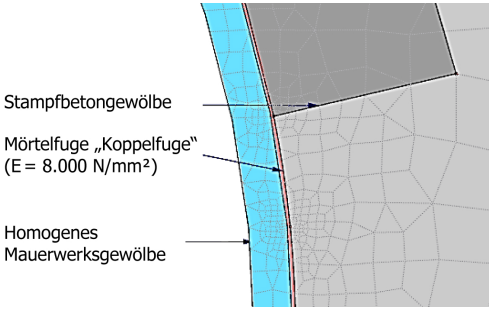


Bild 8: Idealisierung des Verblendmauerwerks (hellblau) im FE-Modell, die Kontaktfuge ist in Rot dargestellt

und 300 Hz dienten Messanlagen QuantumX und ein Notebook zur simultanen grafischen Darstellung und Speicherung.

Vertikale Wegmessung: Die vertikale Verschiebung wurde nach dem Extensometerprinzip durch induktive Wegaufnehmer WT 10 relativ zum Boden gemessen. Der Messbereich betrug ±10 mm bei einer reproduzierbaren Auflösung unter Baustellenbedingungen von ca. 0,01 mm. Ausgewählte Stellen (Bild 10) waren der Gewölbescheitel in Brückenachse im Hauptgewölbe

Bild 9: Südansicht Loisach-Viadukt in "Ehrwald (2016): Überfahrt Lok 1016

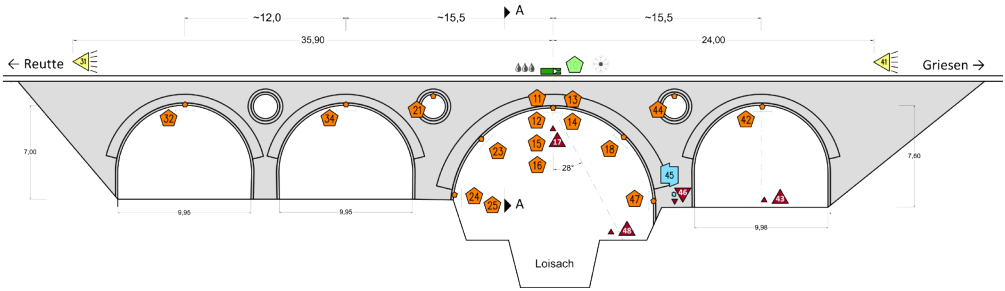


Bild 10: Messstellenplan (Brückenansicht)

(Schrägseilabhänger Nr. 48), im Nebengewölbe (Seite Griesen, Nr. 43) und der Hauptpfeiler (Seite Griesen, Nr. 46), um seine Setzungen zu bestimmen.

Beschleunigungsaufnehmer: Zum Einsatz kam für die Messstelle 45 (Bild 10) ein Piezo-Schwingungsaufnehmer KB 12VD (MMF, Frequenzbereich 3.100 Hz), der keine Nullpunktverschiebung bei Temperaturveränderung aufweist. Mit den Sensoren sollten über Integration die vertikalen Verschiebungen des Pfeilers während der Zugüberfahrten abgeschätzt werden.

Integrale Dehnungsmessung: In Hauptgewölbe, Nebengewölben und den Spargewölben wurde die Mauerwerksdehnung im Scheitel (Messstellen 11, 12, 15, 16, 21, 32, 34, 42 und 44), im Viertelspunkt (Messstellen 18 und 23) und am Kämpfer (Messstellen 24, 25 und 47) in Brückenachse und am Gewölberand mit induktiven Wegaufnehmern WT 5/WT10 durch integrale Dehnungsmessung (Beziehung $\varepsilon = \Delta l/l$) ermittelt. Zusätzlich wurde im Scheitel des Hauptgewölbes die Dehnung des Stampfbetons in Brückenachse durch eine Tandemmessung bestimmt (ε_T extrapoliert aus den Messstellen 13 und 14, siehe Bild 11).

Differenzmessung: Im Hauptgewölbescheitel wurde mit einem Wegaufnehmer WT 5 (Messstelle 17, Bild 11) die Differenzverschiebung zwischen dem Stampfbeton und dem vorgesetzten Mauerwerk gemessen, um das Ablösen der Verbundfuge zu analysieren.

Umweltbedingungen: Die Umweltbedingungen wurden ebenfalls bestimmt und in die Messprotokolle aufgenommen (Temperatur etwa 0 bis 5 °C; relative Luftfeuchte etwa 50 bis 66 %).

5 Messergebnisse

5.1 Messwertanalyse

Aus den Reaktions-Zeit-Kurven ließ sich direkt entnehmen, dass

- das Verformungsverhalten (Überbau/Gründung) vorwiegend linear-elastisch war,
- die Verformungen unter den rechnerisch prognostizierten Werten lagen (Tabelle 2),
- das vorgesetzte Mauerwerksgewölbe durch Verformung des Stampfbetongewölbes am Lastabtrag beteiligt ist und Teile der Lasten abträgt (Messstelle 17, Bild 11) und
- sich die gemauerten Stirnmauern durch die nachträglich eingebauten, quer verlaufenden Stahlbetonriegel am Lastabtrag beteiligen (im Besonderen der südliche Rand = Außenradius). Hier ist ggf. wieder eine Ringrissbildung zwischen dem Stirnmauerwerk und dem Mauerwerksgewölbe zu erwarten.

Vorberechnungen hatten ergeben [11], dass sich die Mauerwerksschale im Scheitel vom Stampf-

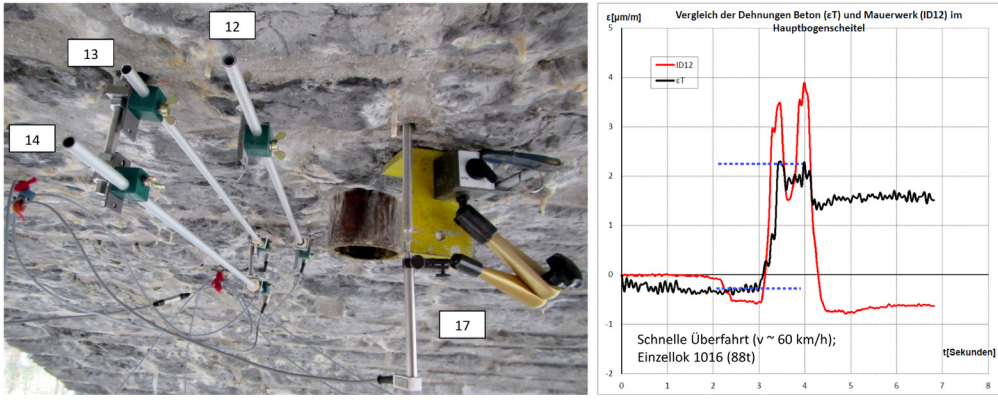


Bild 11: Messstellen (links) und Messkurven (rechts) im Gewölbescheitel des Hauptbogens

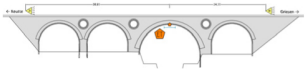
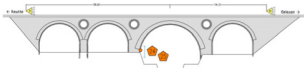
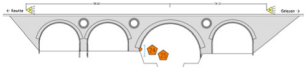
Information / Ort			*Messung*	*FE*Schale	
				φ = 1,0	1,14 ≤ φ ≤ 1,20
Hauptbogen	Gewölbescheitel Vertikalverschiebung [mm]		***0,025***	0,078	**0,083**
	Gewölbescheitel Dehnungen Mauerwerk [µm/m]		***4,3***	4,3	**4,9**
	Gewölbescheitel Dehnungen Beton [µm/m]		***1,5***	2,6	**2,9**
	Gewölbering Dehnungen Mauerwerk [µm/m]		***- 3,5***	-5,6	**-6,1**
	Stirnwand Dehnungen Mauerwerk [µm/m]		***~ - 1***	3,4	**3,8**
Nebenbogen	Gewölbescheitel Dehnungen Mauerwerk [µm/m]		***2,0***	2,2	**2,8**

Tabelle 2: Vergleich der gemessenen und berechneten Extremwerte

betongewölbe lösen kann. Die zu erwartenden Differenzverformungen bei einer Loküberfahrt betrugen Δf ~ 0,006 mm. Der dafür installierte Sensor (Nr. 17, Bilder 10 und 11) zeichnete zwar Verformungen in dieser Größenordnung auf, aus dem Messkurvenverlauf wurde jedoch abgeleitet, dass es sich eher um eine Schwingung als um eine reale Verschiebung handelte.

5.2 Modellkalibrierung und Bemessung

Die Vorberechnungen auf Grundlage der angenommenen Materialparameter zeigten bereits sehr gute Übereinstimmungen mit den gemessenen Bauwerksreaktionen (Tabelle 2). Die Differenz zwischen der berechneten Verformung in Feldmitte der Gewölbeöffnung zu gemessenen Verformungen und Dehnungen wurde dabei in Anbetracht einer Modellvereinfachung (Ansetzen der Stirnwand des Oberbaus in der Schwerachse des Schalenmodells ohne Berücksichtigung der Hinterfüllung) als ausreichend genau betrachtet, sodass der Tragsicherheitsnachweis konservativ geführt wurde.

Für die abschließende Beurteilung und Einstufung wurden die maßgebenden Belastungen in Lastkombinationen zusammengefasst, während die Spannungszustände vom Programm nichtlinear nach Theorie II. Ordnung ermittelt wurden. Der Spannungsnachweis ließ sich für das Lastmodell E4 nach [7] erfolgreich führen. Anschließend wurden iterativ die Verkehrslasten so lange weiter gesteigert, bis die Grenzzugspannung $f_{ctmd} = f_{ctmk}/\gamma_c = 1{,}9/1{,}8 = 1{,}1$ N/mm² im Stampfbeton erreicht wurde. Dadurch wurde einerseits die weitere Tragreserve sichtbar und andererseits ablesbar, wo im Restnutzungszeitraum Rissbildung zu erwarten ist (Tabelle 3). Der η-Wert gibt an, um wie viel die Verkehrslast (Lastmodell E4) theoretisch noch bis zur Rissbildung im Stampfbeton (f_{ct} = 1,1 N/mm²) in den untersuchten Gewölben gesteigert werden kann. Dieser Wert liegt auf der sicheren Sei-

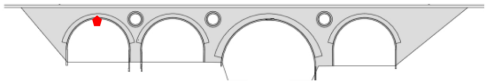
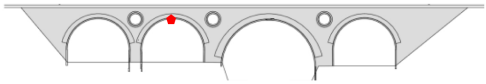
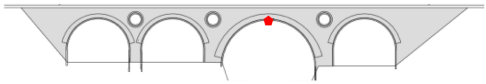
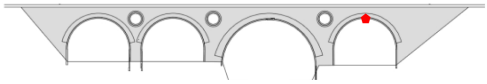
Ort (Erreichen der Grenzzugspannung f_{ct} = 1,1 N/mm²)	η-Verkehrs-last-Werte
Gewölbering (l = 10,0 m) 	***2,50***
Gewölbering (l = 10,0 m) 	***1,90***
Gewölbering (l = 15,0 m) 	***1,33***
Gewölbering (l = 10,0 m) 	***2,65***

Tabelle 3: η-Verkehrslast-Werte (f_{ct} = 1,1 N/mm²) für das Lastmodell E4, v = 80 km/h

te, da die reale Tragfähigkeit der Brücke noch höher ist. Sie wird erst bei Ausbildung einer Gelenkkette bzw. Überschreiten der aufnehmbaren Druckspannungen erreicht.

5.3 Schlussfolgerung

Das Verformungs- und Tragverhalten der Stampfbeton-Gewölbebrücke konnte in einem 2D-FE-Schalenmodell nachgebildet werden, indem das Rechenmodell anhand der experimentell ermittelten Bauwerksreaktionen aus Überfahrtmessungen angepasst und kalibriert wurde. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich das Verblendmauerwerk am Lastabtrag beteiligt, das Bauwerk steifer ist als angenommen (mittragende Wirkung der Hinterfüllung) und die nachträglich eingebauten, quer verlaufenden Stahlbetonriegel Lasten in die Stirnmauern einleiten.

Die Berechnungen erfolgten mit den ungünstigsten Lastmodellen E4 nach ONR 24008, Tabelle B.1 [7]. Sie ergaben, dass die Stampfbeton-Gewölbebrücke unter den angenommenen Bedingungen eine ausreichende Tragsicherheit für dieses Lastmodell bei einer Geschwindigkeit von 80 km/h besitzt. Aufgrund der geringen Tragreserve (η-Werte < 2,7) wurde folgende Nutzung vorgeschlagen:

- Regelhaft: Lastmodell D4 [7] bei einer maximalen Geschwindigkeit von 80 km/h,
- In Ausnahmen (z. B. Schwertransport): Lastmodell E4 [7] bei einer maximalen Geschwindigkeit von 80 km/h.

Dabei ist bei wiederkehrenden Bauwerksinspektionen ein besonderes Augenmerk auf eine sorgfältige Gleishaltung und auf Risse zu richten. Querrisse treten voraussichtlich zuerst im Hauptgewölbe und im zweiten Nebengewölbe Reutte auf (Bild 12). Bei fortschreitendem Rissbild (Risszuwachs) kann es zu Lastumlagerungen im System kommen. Sollten im Rahmen der regelmäßig wiederkehrenden Bauwerksinspektion eine deutliche Zunahme vorhandener oder neue Risse beobachtet werden, kann mit einer erneuten Systemmessung das Ausmaß der Bauwerksveränderung festgestellt werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde an einem Beispiel gezeigt, wie Systemmessungen die rechnerische Beurteilung von Bestandsbauwerken mit komplexem Tragverhalten unterstützen können. Das Loisach-Viadukt, eine mit Naturstein verkleidete Stampfbetonbrücke, wurde in den vergangenen 50 Jahren mehrfach saniert und u. a. mit Stahlbetonkonsolen ergänzt. Die Tragfähigkeit und insbesondere die Beteiligung des Verblendnatursteins am Lastabtrag waren völlig unklar.

Das Bauwerk wurde messtechnisch so ausgestattet, dass die Bauwerksreaktionen im Stampfbeton und Verblendmauerwerk aufgezeichnet werden konnten, um ein Finite-Elemen-

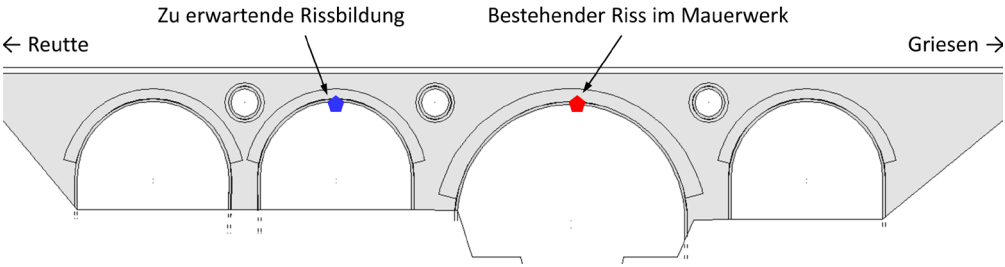


Bild 12: Erwartete Rissbildung bei erhöhter Beanspruchung durch Verkehrslasten

te-Modell an den Ergebnissen zu kalibrieren. Es zeigte sich, dass sich das Verblendmauerwerk am Lastabtrag beteiligt, das Bauwerk steifer ist als angenommen (mittragende Wirkung der Hinterfüllung) und nachträglich eingebaute Stahlbetonquerriegel Lasten in die Stirnmauern einleiten. An dem verbesserten Rechenmodell wurden anschließend alle notwendigen Nachweise geführt, sodass Empfehlungen für die zulässigen Streckenlasten ausgesprochen werden konnten. Zusätzlich konnten über iterative Laststeigerungen mögliche Schwachstellen identifiziert werden, die bei wiederkehrenden Bauwerksüberprüfungen vorrangig überwacht werden sollten.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligen, die mit ihrem Engagement und der konstruktiven Zusammenarbeit wesentlich zum Gelingen der komplexen Aufgabe beigetragen haben. Besonderer Dank gilt dem Arbeitstrupp der ÖBB AG, der uns immer zuverlässig und tatkräftig bei unseren In-situ-Messungen unterstützt.

Literatur

[1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 07/2020

[2] Manleitner, S.; Opitz, H.; Steffens, K.: Belastungsversuche an Betonbauwerken – Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2011) 7, S. 489–494 – DOI: 10.1002/best.200100580

[3] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D (informativ).

[4] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; hier: Kapitel 2.5

[5] Proske, D.; Lieberwirth, P.; van Gelder, P.: Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken. Dresden: Dirk Proske Verlag, 2006

[6] Webseite zur Außerfernbahn: http://www.erlebnisbahn.at/ausserfernbahn/infos/geschichte.html. (geprüft am 20.11.2020)

[7] ONR 24008:2006-12: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Wien: Österreichisches Normungsinstitut

[8] UIC-Kodex 778-3: Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton. Internationaler Eisenbahnverband, 01.07.1995

[9] Ril 805.0203: Grundlagen der Bewertung von Gewölbebrücken, Unterbauten und Gründungen. Frankfurt am Main: DB Netz AG, 2010

[10] Krapfenbauer, Th.: Bautabellen. 17. Ausgabe, Wien: Jugend & Volk, 2010, S. 579 ff.

[11] Wasjuta, A.: Numerische Modellierung einer Stampfbetonbogenbrücke, die mit Naturstein verblendet ist. Masterthesis, Hochschule Bremen, 29.08.2017 (unveröffentlicht)

[12] Gutermann, M.; Wasjuta, A.; Tiefenthaler, K.: Experimentell gestützter Nachweis einer mit Naturstein verkleideten Eisenbahn-Stampfbetonbrücke. In: Patitz, G.; Schinken, K. (Hrsg.): Tagungsband zur 26. Natursteintagung am 13.03.2020 in Karlsruhe, Karlsruhe: Fraunhofer IRB Verlag, 2020, S. 73–84

Bildquellen

Bilder 1, 3, 5, 6, 9, 12: Gutermann (Hochschule Bremen)
Bild 2: ÖBB
Bild 4: ÖBB, Innsbruck
Bilder 7, 8: Wasjuta (Hochschule Bremen)
Bild 10: Malgut (Hochschule Bremen)
Bild 11: Gutermann/Malgut (Hochschule Bremen)

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 55

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

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

Das 12. SEUB ist für März 2023 geplant.

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

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