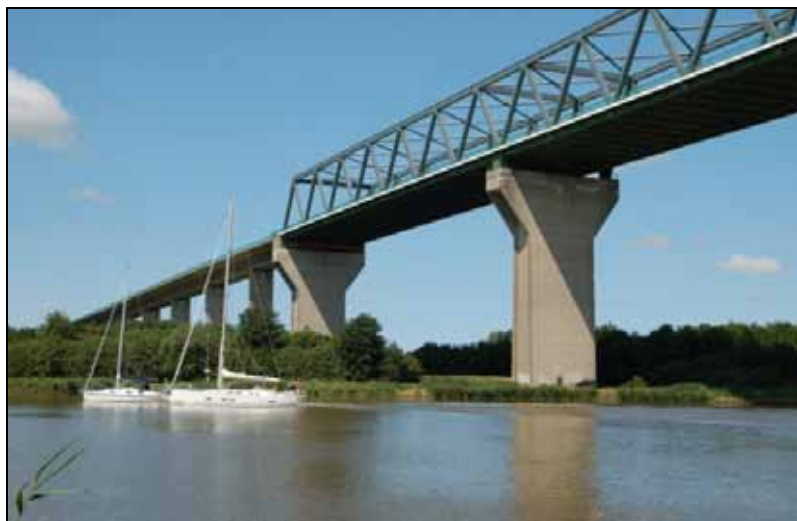


Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

**25. Zusammenkunft der Ingenieurinnen/Ingenieure
der Bauwerksprüfung**

am 28. und 29.09.2016 in Kiel



Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

**25. Zusammenkunft der Ingenieurinnen/Ingenieure
der Bauwerksprüfung**

am 28. und 29.09.2016 in Kiel

Veranstalter:	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Referat Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke
Leiter:	Dr.-Ing. Gero Marzahn, Referatsleiter des Referates Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke
Tagungsort:	Rathaus der Landeshauptstadt Kiel Ratssaal im Hauptgeschoss Fleethörn 9 – 24103 Kiel
Ausrichter:	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein
Organisator:	Dipl.-Ing. Volker Richter

Titelfotos: Hochbrücke Brunsbüttel (B 5 / Nord-Ostsee-Kanal)
„Brückenprüfung“
Kieler Rathausurm
Hörnbrücke Kiel

Inhaltsverzeichnis

TOP 1 Begrüßung der Teilnehmer durch

Dr.-Ing. Gero Marzahn

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur,
Leiter des Referates Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke
in der Abteilung Straßenbau, Bonn

Dipl.-Volkswirt Michael Pirschel

Abteilungsleiter Verkehr und Straßenbau
Ministerium für Wirtschaft, Arbeit, Verkehr und Technologie des
Landes Schleswig-Holstein

Bürgermeister Peter Todeskino

Bürgermeister und Stadtrat für Stadtentwicklung und Umwelt
Landeshauptstadt Kiel

TOP 2 Organisatorische Angelegenheiten

Dipl.-Ing. Volker Richter

Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein

TOP 3 Informationen aus dem BMVI

Dipl.-Ing. Wolf-Dieter Friebe

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur,
Referat für Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke in der
Abteilung Straßenbau, Bonn

TOP 4 Aufwands- und Kostenermittlung der Bauwerksprüfung

Prof. Dr.-Ing Uwe Willberg

Abteilungsleiter Brücken- und Ingenieurbau
Autobahndirektion Südbayern

TOP 5 Prüfhandbücher – Chancen und Nutzen für die Bauwerksprüfung –

Dipl.-Ing. (FH) Volker Lauterbach

Autobahndirektion Nordbayern

Inhaltsverzeichnis

- TOP 6 ResoCable® – Schnelltest zur insitu-Prüfung externer Spannglieder und Schrägseile**
Dipl.-Ing. Steffen Siegel
Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
- TOP 7 Der Nord-Ostsee-Kanal und seine Querungen – ein kurzer historischer Abriss**
Dipl.-Ing. Volker Richter
Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig Holstein
- TOP 8 Wie können unbemannte Flugsysteme die Bauwerksprüfung unterstützen – Erste Erfahrungen –**
Dipl.-Ing. Ralf Holst
Bundesanstalt für Straßenwesen
- TOP 9 Kamerabefahrung von nicht begehbaren Hohl Pfeilern innen und Befliegung von außen**
Reiner Ellwanger
Rese-Video e. K.
- TOP 10 OSA - Klaffende Längsrisse in der Natursteingewölbelaibung einer Brücke (B 19 bei Eisenach) – Ursachen, Prognose, Tragfähigkeitseinfluss –**
Dipl.-Ing. (FH) Wilfried König
Thüringisches Landesamt für Bau und Verkehr
- TOP 11 Tragfähigkeitsanalyse an einem bauzeitlich zu verbreiternden Autobahnbauwerk zwecks Realisierung einer 4+0-Verkehrsführung während des grundhaften Ausbaus der Autobahn**
Dipl.-Ing. Kay Degenhardt
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

Inhaltsverzeichnis

- TOP 12 Monitoring zur Überwachung von Defiziten an Talbrücken
– Erfahrungsbericht zur Prüfung einer Spannbetonbrücke UF DB bei
Bad Homburg im Zuge der L 3003 –
Dipl.-Ing Marco Schmidt, Herr Manfred Steeg
Hessen Mobil**
- TOP 13 AKR an den Pfeilern der Stauseebrücke Zeulenroda
OSA und Simulationsberechnung
Dipl.-Ing. Thomas Wirth
Thüringisches Landesamt für Bau und Verkehr**
- TOP 14 Untersuchungs- und Erhaltungsstrategien von Chlorid
beaufschlagten, direkt befahrenen Fahrbahntafeln von Brücken
der WSV
Dipl.-Ing. Holger Becker
Bundesanstalt für Wasserbau**
- TOP 15 Stützbauwerke, ein vernachlässigtes Thema?
Dipl.-Ing (FH), Dipl.-Ing. Michael Schätzl
Staatliches Bauamt Ansbach**
- TOP 16 Schäden an der Elbebrücke Hohenwarthe im Zuge der
Bundesautobahn A 2
Dipl.-Ing. Lars Heinz
Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt**
- TOP 17 Schadensfall an der stählernen Talbrücke „Obere Argen“ (A 96)
durch einen LKW-Brand
Dipl.-Ing. (FH) Volker Weber
Regierungspräsidium Tübingen**
- TOP 18 Besichtigung von flachen Bauwerken
Dipl.-Ing. Bernd Schweigel
Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt**

Begrüßung der Teilnehmer durch

Dr.-Ing. Gero Marzahn

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur,
Leiter des Referates Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke in der
Abteilung Straßenbau, Bonn

Dipl.-Volkswirt Michael Pirschel

Abteilungsleiter Verkehr und Straßenbau
Ministerium für Wirtschaft, Arbeit, Verkehr und Technologie des
Landes Schleswig-Holstein

Bürgermeister Peter Todeskino

Bürgermeister und Stadtrat für Stadtentwicklung und Umwelt der
Landeshauptstadt Kiel

VITA



TRDir Dr.-Ing. Gero Marzahn

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

Leiter des Referates StB 17
Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke

Bonn

Persönliche Daten

Name: Gero Marzahn
Geboren 22.09.1967 in Hennigsdorf

Ausbildung

1989 bis 1994 Studium Bauingenieurwesen an der TH Leipzig mit der Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau
1995 bis 2000 Promotion an der Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Beruflicher Werdegang

1994 bis 1995 Ingenieurbüro Findeisen und Partner, Leipzig
1995 bis 2000 Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Gert König, Promotion zum Dr.-Ing.
2000 bis 2001 University of Colorado at Boulder, Colorado, USA, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering (CEAE), Post-Doktorand
2000 bis 2004 König und Heunisch, Beratende Ingenieure, Leipzig, Projektleiter
2004 bis 2006 Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Gelsenkirchen, Stellvertretender Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau und Sachgebietsleiter Statisch-Konstruktive Prüfung
2006 bis 2014 Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Gelsenkirchen, Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau
Seit 2015 Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Leiter des Referates StB 17 Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke

VITA



Ministerialdirigent

Michael Pirschel

Ministerium für Wirtschaft, Arbeit,
Verkehr und Technologie des Landes
Schleswig-Holstein

Persönliche Daten

Name: Michael Pirschel
Geboren 27.02.1962 in Soltau

Ausbildung

1982 Abitur
1982 - 1983 Zivildienst
1983 – 1990 Studium der Volkswirtschaftslehre; Universität Hamburg
Abschluss: Diplom-Volkswirt

Beruflicher Werdegang

1990 - 1992 Vorbereitungsdienst für den höheren Verwaltungsdienst
bei der Freien und Hansestadt Hamburg

März 1993 – Aug. 1997 Referent „Grundsatzfragen Mobilität und Logistik“

Sept. 1997 - Juni 2011 Leiter der Referate „Beteiligungswirtschaft“ und
„Grundsatzfragen Logistik und Verkehrswirtschaft“

Juli 2011 - Nov. 2015 Leiter der Abteilung „Hafen, Logistik, Luftverkehr“ sowie
Stellvertreter des Amtsleiters des Amtes „Innovations- und
Strukturpolitik, Mittelstand, Hafen“

Seit 01.12.2015 Leiter der Abteilung „Verkehr und Straßenbau“ im
Ministerium für Wirtschaft, Arbeit, Verkehr und Technologie
des Landes Schleswig-Holstein

VITA



Bürgermeister Peter Todeskino

Landeshauptstadt Kiel

Persönliche Daten

Name: Peter Todeskino
Geboren: 6. Oktober 1958 in Oldenburg

Ausbildung

1989 2. Juristisches Staatsexamen

Beruflicher Werdegang

1989 – 1991	Rechtsanwalt in einer Gemeinschaftskanzlei in Ibbenbüren
1991 – 1992	Verantwortlicher Justiziar des Dezernates für Bau, Umwelt und Gewerberecht des Landkreises Suhl/Thüringen
1992 – 1998	Leiter des Bauverwaltungsamtes der Stadt Beckum
1998 – 2005	Persönlicher Referent beim Stadtbaurat der Stadt Münster
seit 2005	Stadtrat für Stadtentwicklung und Umwelt der Landeshauptstadt Kiel

Organisatorische Angelegenheiten

Dipl.-Ing. Volker Richter
Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein

Informationen aus dem BMVI

Dipl.-Ing Wolf-Dieter Friebe
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

Kurzfassung

Die Verteilung der Zustandsnoten und der Brückenklassen der Brücken an Bundesfernstraßen haben sich in den letzten Jahren leicht verbessert.

Bei der Nachrechnung und Ertüchtigung des Bauwerksbestandes gibt es weitere deutliche Fortschritte. Die vom Bund zur Verfügung gestellten Erhaltungsmittel und der Anteil der Ingenieurbauwerke an den Erhaltungsmitteln nehmen in den nächsten Jahren weiter zu.

Die RI-EBW-PRÜF befindet sich aktuell in der Überarbeitung. Die bisherigen Regelungen der RBA-BRÜ finden Eingang in die RE-ING und werden angepasst.

Der VFIB nimmt bei der Mitgliederzahl und der Anzahl der ausgegeben Zertifikate eine weiterhin positive Entwicklung. In einer Arbeitsgruppe des Beirates wird ein neuer Film über die Bauwerksprüfung vorbereitet.

1. Bauwerksbestand und -zustand

In Bundesfernstraßen gibt es aktuell 39.443 Brücken (51.359 Teilbauwerke) mit einer Gesamtlänge von über 2.100 km und einer Gesamtfläche von 30,6 Mio. m². Die überwiegende Anzahl der Bauwerke sind mit 87 % Beton- (17 %) und Spannbetonbrücken (80 %), gefolgt von Stahl- und Stahlverbundbrücken mit jeweils etwa 6 % der Gesamtbrückenfläche.

Daneben gibt es in Landes- und Staatsstraßen ca. 26.800 Brücken mit einer Fläche von 5,5 Mio. m².

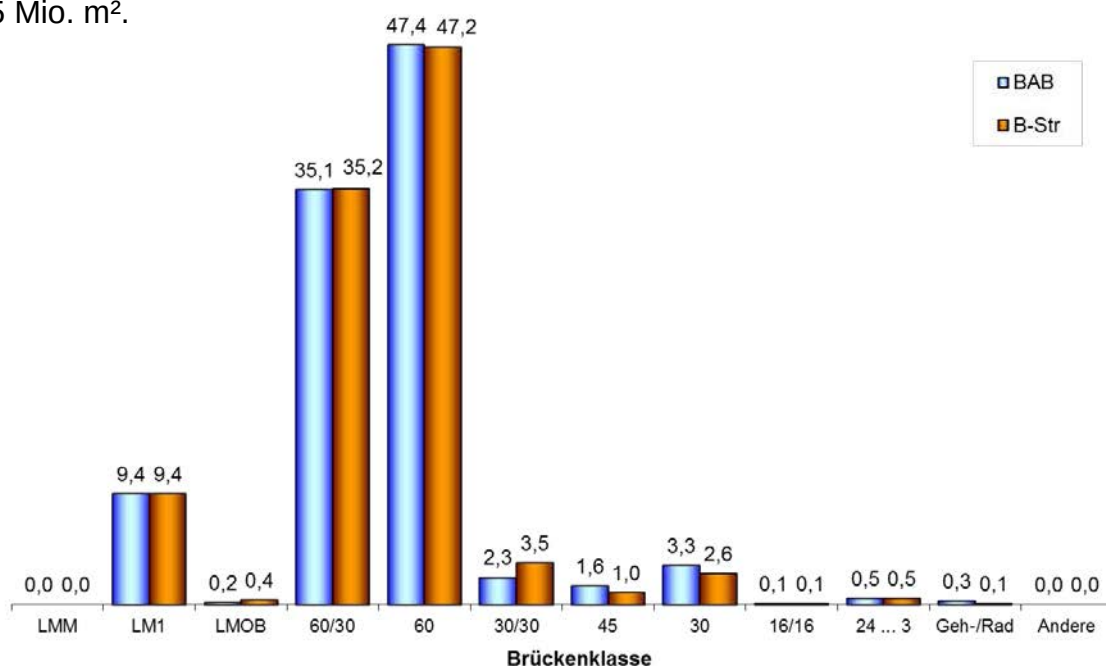


Bild 1: Brückenklassen der Brücken an Bundesfernstraßen nach Prozent der Brückenflächen [%] Stand: 03.2016 (Quelle: BAST)

Die meisten Brücken wurden in den alten Bundesländern in den 60er und 70er Jahren gebaut und in den neuen Bundesländern in den Jahren 1995 bis 2010. Die Brückenklassen sind in **Bild 1** dargestellt. Der überwiegende Anteil der Brücken hat noch die Brückenklasse 60 oder weniger. Die Verteilung hat sich in den letzten Jahren allerdings verbessert. Waren im Jahr 2012 nur etwa 6,5 % bzw. 7,5 % der BAB- und B-Brücken in Brückenklasse LM 1, so sind es im Jahr 2016 bereits 12,5 % der Brückenfläche.

Die Zustandsentwicklung der Brücken in Bundesfernstraßen zeigt **Bild 2**. Die Zustandsbereiche haben sich insgesamt verstetigt. Allerdings haben die Bereiche mit „guten“ bis „sehr guten“ Zustandsnoten in den letzten Jahren von 2006 18,6% auf 2016 12,5% stark abgenommen. Resultieren tut dies wesentlich aus einer nachlassenden Ausführungsqualität. Erfreulicherweise hat sich der Anteil der „nicht ausreichend“ oder „ungenügend“ bewerteten Bauwerke insgesamt verringert. Waren es im Jahr 2006 noch 15,3%, so sind es im Jahr 2016 12,2% der Bauwerksfläche. Hieran lässt sich, wie auch bei den Brückenklassen erste Erfolge der deutlich verstärkten Erhaltungsmittel und deren Umsetzung erkennen.

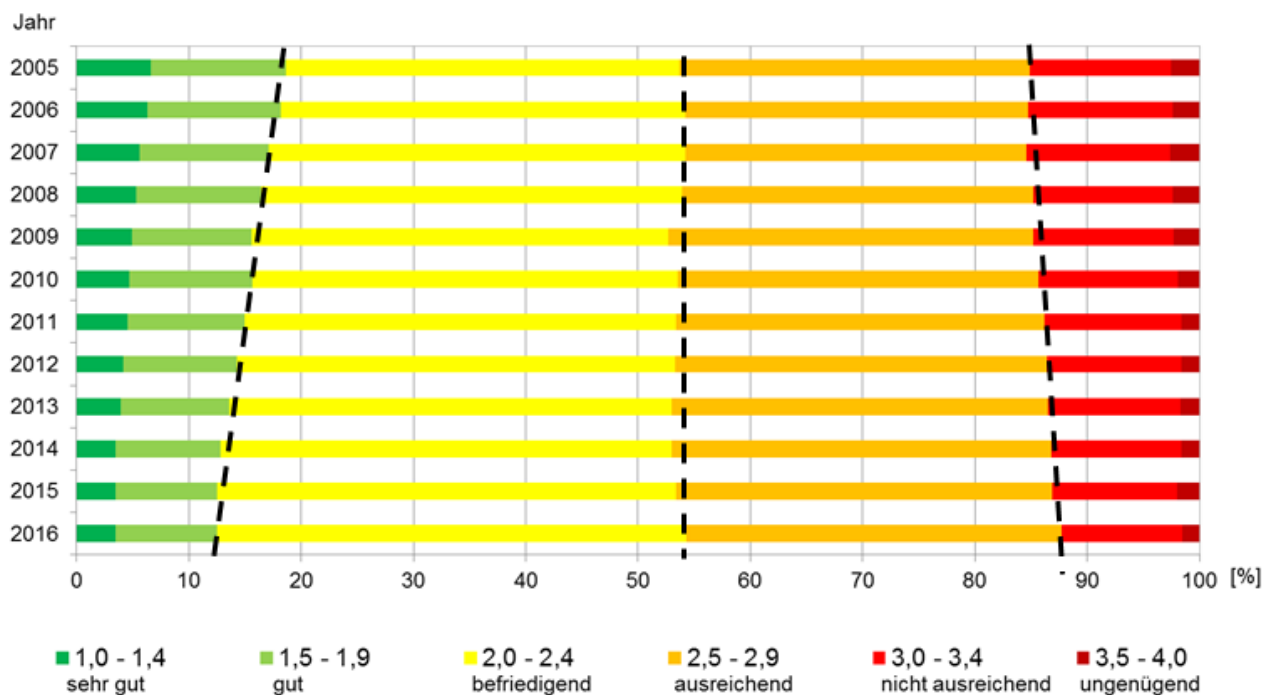


Bild 2: Zustandsentwicklung der Brücken an Bundesfernstraßen nach Prozent der Brückenflächen [%] Stand: 03.2014 (Quelle: BMVI)

2. Stand der Nachrechnung und Brückenertüchtigung

Über die Notwendigkeit der Nachrechnung und Ertüchtigung der Brücken im Bestand wurde bereits hier und bei verschiedenen Veranstaltungen berichtet. An dieser Stelle soll auf die aktuelle Entwicklung eingegangen werden.

Die „Objektbezogenen statischen Nachrechnungen“ laufen, d.h. die Straßenbauverwaltungen der Länder haben für die überwiegende Zahl der in der „BASt Liste“ betroffenen Bauwerke die Nachrechnung inzwischen geplant und durchgeführt. Die aktuelle Auswertung zum Stand der Brückenertüchtigung im Vergleich zum Vorjahr (**Bild 2**) zeigt, dass die Bearbeitung der nach der „BASt-Liste“ vorrangig zu untersuchenden Bauwerke weiter voranschreitet und in den letzten 12 Monaten:

- bei weiteren 200 Brücken-Teilbauwerken mit der Bearbeitung begonnen wurde,
- sich die Zahl von Bauwerken, bei denen derzeit die Brückenertüchtigungsmaßnahmen geplant werden bzw. das Baurecht erlangt wird, von 425 auf 525 Teilbauwerke erhöht hat und
- sich die Zahl von fertig gestellten Bauwerken von 405 auf 495 Brücken-Teilbauwerke ebenfalls erhöht hat.

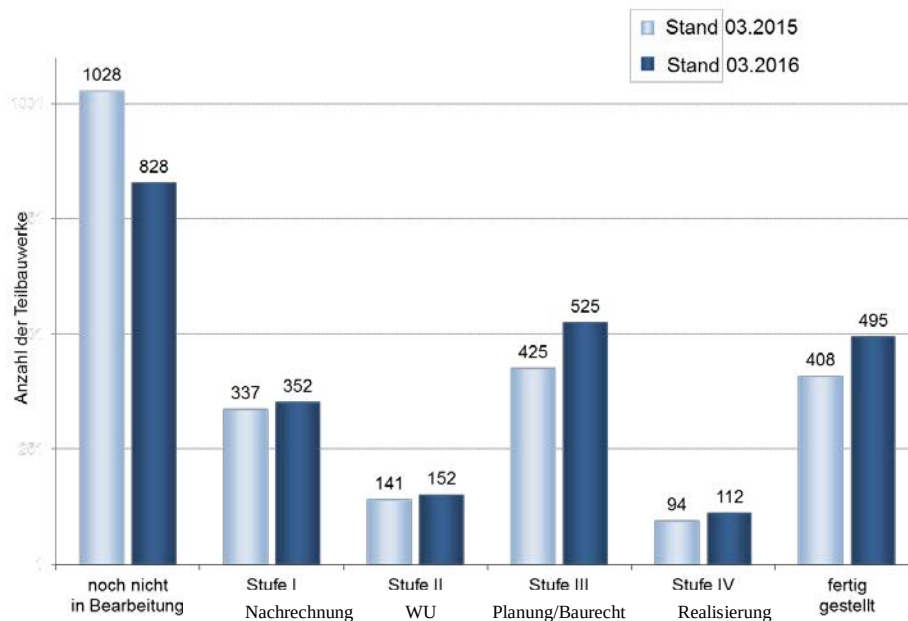


Bild 3: Bearbeitungsstand der vorrangig zu untersuchenden Bauwerke, Stand 03.2015 und 03.2016 (Quelle: BMVI)

Zusammenfassend sind damit gegenwärtig rund 2/3 der vorrangig zu untersuchenden Bauwerke in Bearbeitung (Stufen I bis IV) oder bereits für die angestrebte Brückentragfähigkeit hergestellt (**Bild 4**).

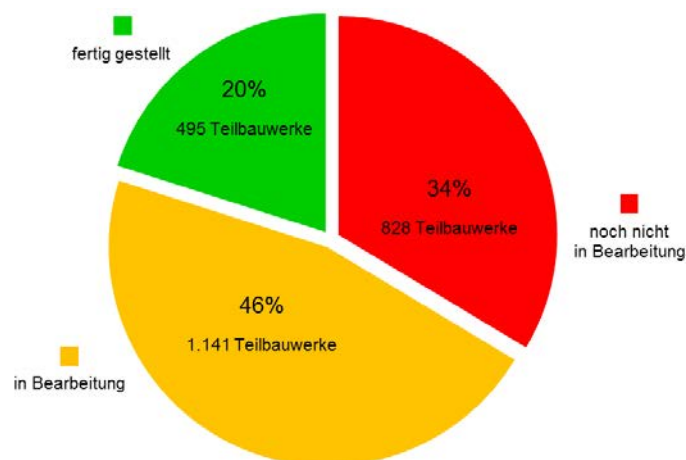


Bild 4: Überblick Bearbeitungsstand, Stand 03.2016 (Quelle: BMVI)

Aus heutiger Sicht wird angestrebt, dass bis 2020 alle vorrangig zu untersuchenden Bauwerke in Bearbeitung oder fertig gestellt sind.

Bei der Planung und Umsetzung der Maßnahmen sind neben einer Minimierung der verkehrlichen Auswirkungen auch länderübergreifende Netzbezüge und Möglichkeiten zur Aufrechterhaltung von Trassen für den Schwerverkehr zu berücksichtigen.

Die Bundesregierung hat die Investitionen in die Erhaltung kräftig aufgestockt. Für das Jahr 2016 stehen insgesamt 3,3 Mrd. € Erhaltungsmittel bereit, die in der Finanzplanung weiterhin kontinuierlich erhöht werden sollen. Für das Jahr 2020 sind 4,2 Mrd. € vorgesehen, eine Summe, die hohe Ansprüche an die planerische und bauliche Umsetzung stellt. Der Anteil für die Erhaltung und Ertüchtigung der Ingenieurbauwerke wird stetig von anfangs rund 26 % auf ca. 45 % im Jahr 2030 steigen.

Seit dem Haushaltsjahr 2015 werden Maßnahmen der Brückenertüchtigung mit einem Bauvolumen über 5 Mio. € im Straßenbauplan gesondert dargestellt und die hierfür vorgesehenen Haushaltsmittel in den Erhaltungstiteln für Bundesautobahnen und Bundesstraßen gesondert aufgeführt.

Folgende Haushaltsansätze sind in der aktuellen Finanzplanung für das „Sonderprogramm Brückenmodernisierung“ vorgesehen:

Tab. 1: Entwicklung der Ausgaben im Sonderprogramm Erhaltung

Haushaltsjahr	2016	2017	2018	2018	2019
Haushaltsmittel (Mio.€)	450	620	740	760	780

Die Haushaltsansätze der **Tabelle 1** enthalten ab 2017 jährlich 100 Mio. € für die Ertüchtigung kleinerer Brücken mit einem Bauvolumen unter 5 Mio. €, um auch die Brückenmodernisierung ganzer Streckenabschnitte voranzutreiben.

Aufgrund der politischen Bedeutung der Brückenertüchtigung wurde dem Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Ende 2013 der Bericht „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“ und Ende 2015 der Bericht „Stand der Ertüchtigung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“ vorgelegt, der auf der Homepage des BMVI (www.bmvi.de) heruntergeladen werden kann.

3. Neue Regelungen bei der Bauwerksprüfung

Die „Richtlinie für die Einheitliche Bewertung, Aufzeichnung, Erfassung und Auswertung der Ergebnisse der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 (**RI-EBW-PRÜF**)“ befindet sich aktuell in Überarbeitung. Im Wesentlichen sollen weitere Beispiele für Prüfhandbücher aufgenommen und der Schadensbeispielkatalog weiter ergänzt werden. Weiterhin werden die Regelungen zu den Holzbrücken präzisiert.

Die „Richtlinie für den Entwurf und Ausbildung von Ingenieurbauten (**RE-ING**)“ wurde aus den bisherigen Entwurfsregelungen entwickelt und soll noch in diesem Jahr eingeführt werden. Regelungen zur Bauwerksprüfung finden sich im Wesentlichen im Teil 2, Abschnitt 3 „Bauliche Durchbildung von Brücken für die Überwachung, Prüfung und Erhaltung (**BDA-BRÜ**)“ in den die bisherige RBA-BRÜ aufgeht. Wesentliche Änderungen sind die Anpassung und Präzisierung von Abmessungen wie z.B. die lichte Höhe in Hohlkästen von 2,00 m, die lichte Weite von mindestens 1,00 m und der Abstand von Oberkante Widerlager bis Unterkante Überbau von in der Regel 0,50 m.

Weiterhin sind in der RE-ING Regelungen zu **luftdicht verschweißten Kästen** aufgenommen worden. So dürfen Hohlkästen, die von den Abmessungen gemäß Teil 2 Abschnitt 3 (BDABA-BRÜ) begehbar sind, nicht luftdicht verschweißt werden und erhalten im Inneren einen hellen Korrosionsschutz.

Aktuell erfolgt in der Arbeitsgruppe der Bund/Länder Dienstbesprechung IT-Koordinierung eine vollständige Neuerstellung der **ASB-ING**.

In der AG „**Neugestaltung SIB-Bauwerke**“ erfolgte die Vorbereitung der Ausschreibung zur Realisierung des Programms. Die Ausschreibung soll noch in 2016 beginnen, die Realisierung wird 2017/2018 erfolgen. Als realistischer Zeitpunkt für die Auslieferung des RE-Design SIB-Bauwerke wird 2019 gesehen. Zuvor wird es eine umfangreiche Testphase, eventuell mit einem Parallelbetrieb beider Systeme, geben.

4. Neues aus dem VFIB

Der „Verein zur Förderung der Qualitätssicherung und Zertifizierung der Aus- und Fortbildung von Ingenieurinnen / Ingenieuren der Bauwerksprüfung (VFIB)“ bietet neben den klassischen Lehrgängen für Ingenieure der Bauwerksprüfung weitere Lehrgänge an. Dies sind einerseits Praxislehrgänge für die Bauwerksprüfung und Lehrgänge zur Prüfung von Lagern, andererseits werden aktuell Lehrgänge zur Anwendung und Ausschreibung von „Zerstörungsfreien Prüfverfahren (ZfP)“ angeboten. Diese Lehrgänge wurden durch die BAST und die BAM unter Begleitung einer Expertengruppe entwickelt und stellen eine sinnvolle Ergänzung des Lehrgangsangebotes des VFIB dar.

Der 4. Erfahrungsaustausch „Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ fand am 12.11.2015 mit fast 500 Teilnehmern in Fulda statt. Wiederum gab es eine begleitende Fachausstellung, die sehr gut angenommen wurde. Die interessanten Themen reichten von Hinweisen auf eine unzureichende Bauwerksprüfung, über die Bewertung von Korrosionsschäden, die Besonderheiten bei der Prüfung im Hochbau bis hin zur Finanzierung von Straßen und Brücken in kommunaler Baulast. Der 5. Erfahrungsaustausch findet am 28.09.2017 wiederum in Fulda statt.

Seit kurzem sind die „Empfehlung zur Leistungsbeschreibung, Aufwandermittlung und Vergabe von Leistungen von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“ fertiggestellt. Teile der Empfehlungen werden auf der VFIB-Homepage abrufbar sein, ein komplettes Geheft mit CD wird bei der Geschäftsstelle zum Selbstkostenpreis zu erwerben sein.

In einer Arbeitsgruppe des Beirates des VFIB wird ein Film über die Bauwerksprüfung nach DIN 1076 vorbereitet. Der bekannte Film aus dem Jahr 2000 ist mittlerweile veraltet und erfüllt nicht mehr alle Anforderungen. Eine Neuerstellung hat den Vorteil, dass die aktuellen Zahlen des Bauwerksbestandes und moderne Prüfmethode dargestellt werden können. Der Film soll zur Unterstützung der Ausbildung der Ingenieure der Bauwerksprüfung und der Vermittlung zu der aktuellen Problematik der Brückenertüchtigung sowie zur Stärkung des Images der Bauingenieure dienen. Der Film soll auch den Hochschulen zur Ausbildung und zur Gewinnung von Ingenieurernachwuchs zur Verfügung gestellt werden. Die Finanzierung erfolgt durch den Bund, alle Bundesländer und den VFIB.

Die 8. Mitgliederversammlung des VFIB hat am 07.04.2016 in Würzburg stattgefunden. Die Mitgliederzahl entwickelt sich mit insgesamt 171 Mitgliedern weiterhin erfreulich positiv und auch die Lehrgangsangebote werden insgesamt gut angenommen. In einer Zeit, in der eine qualifizierte Brückenprüfung immer wichtiger wird, leistet der VFIB hier eine wichtige Arbeit. Insgesamt wurden 1695 Zertifikate ausgegeben.

Die Ingenieurkammer Niedersachsen hat sich um die Einrichtung eines Ausbildungsstandortes in Niedersachsen beworben.

5. Aktuelle Literatur zur Erhaltung und zur “Bauwerksprüfung nach DIN 1076”

Die Broschüre „Brückenmodernisierung im Bereich der Bundesfernstraßen“ aus dem November 2015 beschreibt den Bauwerksbestand und zeigt den Weg der Brückenmodernisierung von der Nachrechnung bis zur baulichen Umsetzung der Verstärkungsmaßnahmen bzw. oder des Ersatzneubaus auf. Die Dokumentation kann auf der Homepage des BMVI unter www.bmvi.de kostenfrei heruntergeladen und ausgedruckt werden.

Die Dokumentation „Verstärkungen älterer Beton- und Spannbetonbrücken - Erfahrungssammlung“ wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens erarbeitet. Die Dokumentation zeigt, nach einer umfassenden Beschreibung der Systeme, Beispiele zu ausgeführten Maßnahmen. Das Buch kann auf der Homepage der BAST unter www.bast.de kostenfrei heruntergeladen und ausgedruckt werden. Weiterhin können einzelne Druckexemplare bei der Bibliothek der BAST angefordert werden.

Die Dokumentation „Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Organisation, Kosten“ aus dem Jahr 1997 wurde umfassend überarbeitet und im September 2013 neu herausgeben. Die Dokumentation kann weiterhin auf der Homepage des BMVI unter www.bmvi.de kostenfrei heruntergeladen und ausgedruckt werden.

Über die Durchführung der Bauwerksprüfung im Hoch- und Ingenieurbau ist das bemerkenswerte „Handbuch Bauwerksprüfung – Standsicherheit, Verkehrssicherheit, Dauerhaftigkeit“ von Herrn Professor Mertens herausgegeben worden. Hier werden die Grundlagen ausführlich beschrieben und die Schadenserfassung anhand anschaulicher Beispiele erläutert. Weiterhin werden als Download verschiedene Beispielgutachten und Musterprüfberichte angeboten. Das Buch wird von der Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG, Köln vertrieben.

VITA



OAR Dipl.-Ing. Wolf-Dieter Friebe

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

Referat „Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke“ in der Abteilung Straßenbau

Persönliche Daten

Name: Wolf-Dieter Friebe
Geboren 04.01.1957 in Oldenburg (i. O.)

Ausbildung

1978 bis 1981 Studium Bauingenieurwesen FH Oldenburg mit konstruktiver Vertiefung
1981 bis 1982 Vorbereitungsdienst bei der Deutschen Bundesbahn

Beruflicher Werdegang

1981 bis 1983 Deutsche Bundesbahn: Bahnmeisterei und Betriebsamt Oldenburg
1983 bis 1994 Bundesbahndirektion Köln, Planung und Abwicklung großer S- Bahn Projekte
Seit 1994 Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
Referat „Brücken-, Tunnel- und sonstige Ingenieurbauwerke“
Unter anderem zuständig für Tunnelbau, Bauwerkserhaltung, Bauwerksprüfung

Aufwands- und Kostenermittlung der Bauwerksprüfung

Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg
Autobahndirektion Südbayern

Kurzfassung

Im April 2016 hat der Verein für Ingenieure der Bauwerksprüfung - VFIB - eine „Empfehlung zur Leistungsbeschreibung, Aufwandsermittlung und Vergabe von Leistungen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ veröffentlicht.

Durch eine klare, eindeutige und möglichst bundesweit einheitlich verwendete Leistungsbeschreibung der Bauwerksprüfung soll erreicht werden, dass sowohl der zeitliche Aufwand für die üblichen Arbeiten im Rahmen der Bauwerksprüfung von allen Beteiligten besser abgeschätzt als auch die Angebote und die Angemessenheit der angebotenen Honorare überprüft werden können.

Die Empfehlung richtet sich sowohl an Baulastträger als auch an Ingenieurbüros, die mit Bauwerksprüfungen befasst sind und soll einen Beitrag zur Qualitätssicherung und angemessenen Honorierung dieser verantwortungsvollen Aufgabe darstellen.

In Bayern wurde die Verwendung des o. g. Werkes als Hilfsmittel bei der Leistungsbeschreibung, Aufwandsermittlung und Vergabe von Leistungen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 von der Obersten Baubehörde mit Ministerialschreiben im Mai 2016 empfohlen.

1. Einleitung

Die Durchführung der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 für die Bundesfernstraßen und die Landesstraßen obliegt den Straßenbauverwaltungen der Länder.

Für den Geltungsbereich der Bundesfernstraßen hat das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur zusätzliche Regelungen und Richtlinien (ASB-ING, SIB-Bauwerke und die RI-EBW-PRÜF) verbindlich eingeführt, denen die Straßenbauverwaltungen der Länder - teilweise mit Anpassungen - folgen.

Die Leistungsbeschreibung, Ausschreibung und Vergabe der Bauwerksprüfungen werden in den einzelnen Bundesländern, den Landkreisen und Kommunen sehr unterschiedlich gehandhabt. Mit der o. g. Empfehlung des VFIB wird ein Versuch unternommen, eine einheitliche Grundlage hierfür zu schaffen.

2. Leistungsbeschreibungen für Haupt- und Einfache Prüfungen

Für die Durchführung der Haupt- und Einfachen Prüfungen wurden Leistungsbeschreibungen erarbeitet, die Grundlage der Vergabe von Bauwerksprüfungen sein sollen, um eine vergleichbare und einheitliche Vergabebasis für alle Beteiligten zu schaffen.

Grundlegende Überlegung bei der Erarbeitung der Leistungsbeschreibungen war, die Durchführung der Bauwerksprüfung von den weiteren Leistungen z. B. für die Verkehrssicherung und die Zugangstechnik zu trennen. Diese Leistungen können – falls sie nicht direkt vom AG durchgeführt oder beauftragt werden – auch vom Bauwerksprüfer beauftragt, abgewickelt und abgerechnet werden.

Die evtl. Beantragung und Abstimmung von erforderlichen verkehrssichernden Maßnahmen sowie die Auswahl ggf. erforderlicher Zugangstechnik und die Koordination der Beteiligten ist in jedem Fall Aufgabe des Bauwerksprüfers und Bestandteil seiner vertraglichen Leistungen.

In den Leistungsbeschreibungen wird unterschieden in Grund- und Besondere Leistungen. Grundleistungen sind all diejenigen Leistungen, die bei der Vorbereitung, Durchführung und Auswertung/Dokumentation in Abhängigkeit von der Art der Bauwerksprüfung (Haupt- oder Einfache Prüfung, HP oder EP) und der Bauwerksart regelmäßig entsprechend den geltenden technischen Vorschriften zu erbringen sind. Die Grundleistungen sind in den Leistungsbeschreibungen abschließend benannt. Der Zeitaufwand für die Grundleistungen ist in den Formeln des Abschnittes IV „Ermittlung des Zeitaufwandes für Grundleistungen“ der VFIB-Empfehlung enthalten.

Je nach örtlichen Erfordernissen und Besonderheiten des Bauwerkes können über die Grundleistungen hinausgehende Leistungen als sogenannte besondere Leistungen erforderlich werden. Mögliche besondere Leistungen sind in den Leistungsbeschreibungen beschrieben aber nicht abschließend benannt. Diese Leistungen sind zwischen AG und Auftragnehmer für das jeweilige Bauwerk gesondert zu vereinbaren und die Vergütung hierfür individuell zu regeln.

Der Umfang der Bauwerksprüfung ist in der Leistungsbeschreibung unterteilt in Vorbereitung, Durchführung und Auswertung und Dokumentation.

Die bisher verwendete Zugangstechnik ist für jedes Bauwerk vom AG anzugeben und Grundlage für die Kalkulation des Angebotes für die Bauwerksprüfung. Darüber hinaus kann der AG auch Nebengebote mit alternativen Zugangstechniken zulassen. Diese alternative Zugangstechnik ist im Rahmen des Angebotes zu beschreiben und die Kosten hierfür und für die ggf. erforderliche Verkehrssicherung sind im Rahmen des Nebengebotes abzuschätzen und anzugeben.

3. Ermittlung des Zeitaufwandes

Der gesamte Zeitaufwand von Bauwerksprüfungen bei Ingenieurbauwerken setzt sich zusammen aus dem Aufwand für

- die regelmäßig zu erbringenden Grundleistungen
- die zusätzlichen Grundleistungen bei HP 1 und HP2 und
- die Besonderen Leistungen, die sich z. B. aus den Besonderheiten des Bauwerkes ergeben können

Soweit die Besonderen Leistungen bereits bei Vertragsschluss bekannt sind, können Sie bei der Ausarbeitung des Ingenieurvertrages berücksichtigt werden. Darüber hinaus können im Rahmen der Bauwerksprüfung evtl. weitere Besondere Leistungen erforderlich werden, deren Zeitaufwand separat zu erfassen und zu vergüten ist.

Der Zeitaufwand für die Grundleistungen wurde durch Auswertung einer Vielzahl von durchgeführten Bauwerksprüfungen ermittelt, die durch die Randbedingungen des jeweiligen Bauwerkes naturgemäß einer Streubreite unterliegen. Dieser Zeitaufwand beinhaltet alle Grundleistungen, die im Zuge der Vorbereitung, Durchführung und Auswertung/Dokumentation gemäß den Leistungsbeschreibungen durch den Bauwerksprüfer und dessen Assistenten zu erbringen sind.

Für die Ermittlung des Zeitaufwandes der Grundleistungen werden im Teil IV der VFIB-Empfehlung Berechnungsalgorithmen zur Verfügung gestellt.

Die Ermittlung des kalkulatorischen Zeitaufwandes t erfolgt auf der Basis der jeweiligen Bauwerksfläche A bzw. der Riegelstützweite unter Berücksichtigung der Prüfungsart (Y), der Bauwerksart (F), des Standortes bzw. der Lage des Bauwerkes (N), des Schwierigkeitsfaktors (S) und der Bauzustandsnote (B).

Der Zeitaufwand t für alle durch den Bauwerksprüfingenieur und seine Assistenten zu erbringenden Grundleistungen ergibt sich aus Gl. 1:

$$t = (X + F * S * A^{0,6}) * Y * N * B \quad (1)$$

mit
$$S = 1 + (S1 + S2 + S3)/100 \quad (2)$$

Darin sind:

X	bauwerksartspezifischer Grundaufwand [h]
F	Faktor für die Bauwerksart [h/m ²]
S	Schwierigkeitsfaktor des Bauwerkes [-]
S1...S3	Schwierigkeitsbeiwerte in %
A	Bauwerksfläche [m ²] / Bezugsgröße bei VZB [m]
Y	Faktor für die Prüfungsart [-]
N	Faktor zur Berücksichtigung des Standorts / der Lage des Bauwerkes [-]
B	Faktor zur Berücksichtigung der aktuellen Bauzustandsnote aus SIB-BW [-]

Die Berechnung nach Gl. 1 und 2 gilt momentan bei Hauptprüfungen für

- Brücken bis einschließlich 2.000 m² Bauwerksfläche,
- Stützbauwerke und Lärmschutzbauwerke bis einschließlich 2.000 m² Bauwerksfläche und maximal 4 m Höhe sowie
- für Verkehrszeichenbrücken als Kragarm und einfache Rahmenkonstruktion.

Der Zeitaufwand ist bauwerksbezogen zu ermitteln. Besteht ein Bauwerk aus mehreren unterschiedlichen Teilbauwerken, so ist für jedes Teilbauwerk der Zeitaufwand getrennt zu ermitteln.

Für mehrere gleichartige Teilbauwerke innerhalb eines Bauwerkes sind die jeweils zugehörigen Bauwerksflächen gemäß ASB-ING, Punkt 1.1, Bild A1 bis A3 für die Zeitaufwandsermittlung zu addieren.

Die Erläuterung der einzelnen Faktoren der Berechnungsalgorithmen ist im Teil IV der VFIB-Empfehlung zu finden. Darüber hinaus werden zur Erleichterung der Handhabung der Berechnungsformeln dort Excel-Dateien für Einzelbauwerke sowie für Prüfpakete aus mehreren Bauwerken zur Verfügung gestellt.

4. Kostenermittlung und Vergütung

Der Gesamtzeitaufwand der Bauwerksprüfung setzt sich zusammen aus dem Aufwand für die Grundleistungen und dem Aufwand für ggf. zu erbringende Besondere Leistungen. Der Zeitaufwand für die Grundleistungen kann vom AG mit den o.g. Formeln ermittelt werden. Der Zeitaufwand für die Besonderen Leistungen kann vom AG geschätzt werden. In diesem Fall ist eine Abrechnung der Bauwerksprüfung nach Aufwand sinnvoll.

Ebenso ist es möglich, sich als AG vom Bieter den Stundenaufwand für das Bauwerk sowohl für die Grund- als auch die Besonderen Leistungen anbieten zu lassen und die Vergütung hierfür zu pauschalisieren. In diesem Fall kann über den Teil IV der VFIB-Empfehlung die Höhe des angebotenen Grundaufwandes auf Angemessenheit geprüft werden.

Die Stundensätze für den Bauwerksprüfingenieur und die Assistenten werden bisher üblicherweise vom Ingenieurbüro angeboten. Alternativ empfiehlt der VFIB die Stundensätze der Bauwerksprüfung in Anlehnung an die Regelung für die Prüfingenieure in der „Richtlinie zur Ermittlung der Vergütung für die statische und konstruktive Prüfung von Ingenieurbauwerken für Verkehrsanlagen (RVP)“ festzulegen.

Als Grundlage hierfür kann der „Tarifvertrag für den öffentlichen Dienst der Länder (TV-L)“, Anlage B verwendet werden (www.tdl-online.de). Die Angaben zu den Entgeltgruppen und Entwicklungsstufen sind im TV-L, Anlage B zu finden.

Der VFIB empfiehlt für den Bauwerksprüfingenieur einen Betrag von 1,5 v. H. der Entwicklungsstufe 5 der Entgeltgruppe E 12 und für die Assistenten einen Betrag von 1,5 v. H. der Entwicklungsstufe 5 der Entgeltgruppe E 9. Der jeweilige Betrag ist auf volle Euro aufzurunden. Daraus kann auch ein gemittelter Stundensatz der Bauwerksprüfung als Mittelwert aus den o. g. Entgeltgruppen gebildet werden. Der Stundensatz beinhaltet nicht die Umsatzsteuer.

Die Stundensätze der ab 1. März 2016 gültigen Entgelttabelle des TV-L sind:

für den Bauwerksprüfingenieur: 1,5 % von 4.969,13 € = 75 €/h und

für die Assistenten: 1,5 % von 3.719,66 € = 58 €/h.

Falls die Stundensätze vom Ingenieurbüro angeboten werden, kann mit den o.g. Stundensätzen des TV-L die Auskömmlichkeit der Stundensätze beurteilt werden.

Werden auf Anordnung des AG Prüfungen außerhalb der regulären Arbeitszeit erforderlich (z. B. nachts oder an Sonn- und Feiertagen), so sollte der hierauf entfallende Zeitaufwand in der Abrechnung gesondert geregelt werden. In Anlehnung an die Regelungen im „Tarifvertrag für den öffentlichen Dienst der Länder (TV-L)“ können folgende Zuschläge verwendet werden:

Tab. 1: Zuschläge für Prüfungen außerhalb der Regelarbeitszeit

Prüfungszeit	Zuschlag
Prüfung tagsüber während der Regelarbeitszeit (Montag bis Freitag 6 bis 21 Uhr, Samstag 6 bis 13 Uhr)	0 %
Prüfung nachts zwischen 21 Uhr und 6 Uhr,	20 %
Prüfung an Samstagen zwischen 13 Uhr und 21 Uhr	20 %
Prüfung an Sonntagen einschließlich Nachtarbeit	25 %
Prüfung an Feiertagen einschließlich Nachtarbeit	35 %

Im Rahmen der VFIB-Empfehlung werden auch Excel-Dateien zur Verfügung gestellt, um den Zeit- und Kostenaufwand für Einzelbauwerke und Prüfpakete einfach ermitteln zu können.

Die Vergütung von weiteren Leistungen sollte in jedem Fall getrennt von der für die Grund- und Besonderen Leistungen geregelt werden.

5. Stand der Empfehlung und Ausblick

Die erste Ausgabe der VFIB-Empfehlung zur Leistungsbeschreibung, Aufwandsermittlung und Vergabe von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 ist mit Stand 30.03.2016 im April dieses Jahres erschienen. Darin werden die wesentlichen Arbeiten bei Ausschreibung, Vergabe und Abwicklung und Aufwandsermittlung von Bauwerksprüfungen durchgängig beschrieben und dargestellt. Die Empfehlung kann auch über die Geschäftsstelle des VFIB zum Selbstkostenpreis von 25,- € bestellt werden (www.vfib-ev.de). Die Teilnehmer der 25. Zusammenkunft der Ingenieurinnen/Ingenieure der Bauwerksprüfer erhalten eine digitale Version der VFIB-Empfehlung auf einem USB-Stick.

Im Teil IV dieser Empfehlung sind die Berechnungsformeln zur Aufwandsermittlung der Grundleistungen von Bauwerksprüfungen derzeit noch nicht vollständig enthalten. Im nächsten Schritt sollen die Berechnungsformeln für die Einfache Prüfungen ergänzt und anschließend auf alle Ingenieurbauwerke erweitert werden.

Dazu ist die Unterstützung des Bauwerksprüfpersonals der Länder erwünscht. Benötigt werden die Aufwandswerte bzw. die Kosten für die Grundleistungen von Bauwerksprüfungen für Brücken und Lärmschutzbauwerken bzw. Stützbauwerken mit mindestens 2000 m² Bauwerksfläche und mehr als 4 m Höhe sowie von Tunnelbauwerken.

Die erforderlichen Angaben können in eine Excel-Datei, die ebenfalls auf dem USB-Stick vorhanden ist, eingegeben werden und zusammen mit dem Übersichtsblatt aus SIB-BW für das jeweilige Bauwerke an das Funktionspostfach

empfehlung@vfib-ev.de

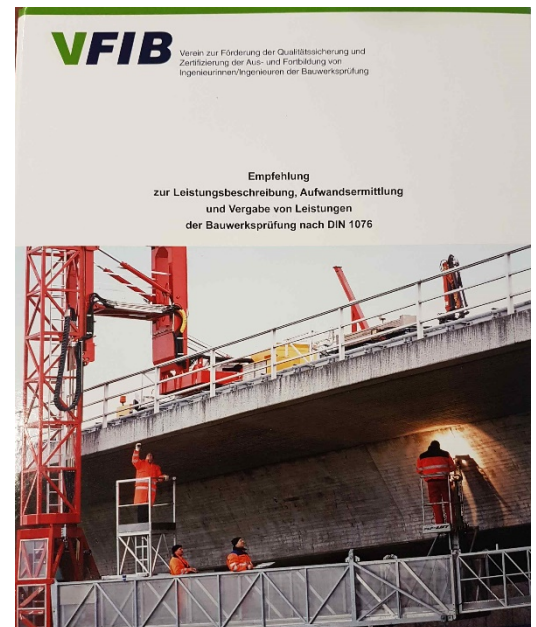
gesendet werden.

Erfahrungen bzw. Anregungen zur Empfehlung können auch an diese Mailadresse gesandt werden.

6. Danksagung

Die erste Ausgabe der VFIB-Empfehlung wurde ermöglicht durch das große Engagement folgender Personen: Frau Dr. Gunhild Nitzsche, Herrn Klement Anwander, Karlheinz Gärtner, Thomas Häuber, Dr. Stefan Junge, Olaf Reibetanz, Erik Schindler, Bernd Seifert und Peter Simchen.

Ihnen allen ein herzlicher Dank für Ihre Arbeit!



Literaturverzeichnis

/1/ VFIB, Empfehlung zur Leistungsbeschreibung, Aufwandsermittlung und Vergabe von Leistungen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076, Stand: 30.03.2016

VITA



Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg

Autobahndirektion Südbayern

Abteilungsleiter Brücken- und Ingenieurbau,
München

Persönliche Daten

Name	Uwe Willberg
Geboren	24.05.1959 in Würzburg

Ausbildung

1979 bis 1984	Studium Bauingenieurwesen an der TU München
1984 bis 1986	Referendariat beim Freistaat Bayern

Beruflicher Werdegang

1986 bis 1998	Referent bzw. Sachgebietsleiter für Brückenneubau bei der Autobahndirektion Nordbayern
1998 bis 2001	Assistent am Lehrstuhl für Bau von Landverkehrswegender TU München
2001 bis 2003	Sachgebietsleiter für Brückenneubau und Bauwerkserhaltung bei der Autobahndirektion Nordbayern
Seit 2003	Abteilungsleiter Brücken- und Ingenieurbau der Autobahndirektion Südbayern

Prüfhandbücher - „Chancen und Nutzen für die Bauwerksprüfung“

Dipl.-Ing. (FH) Volker Lauterbach
Autobahndirektion Nordbayern

1. Für welche Bauwerke sollten Prüfhandbücher erstellt werden?

1.1 Nachrechnungsrichtlinie

Erste Hinweise darauf sind in der Nachrechnungsrichtlinie im Abschnitt 8.1 zu finden.

- (1) *„Die Ergebnisse sind hinsichtlich der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Ermüdung und Dauerhaftigkeit ingenieurmäßig zu bewerten“.*
- (2) *„Erforderlichenfalls sind spezielle Prüfanweisungen einschließlich der Angabe von Detektionsbereichen für erwartete Schädigungen (z. B. Risse) für das Bauwerk zu erstellen. Diese Prüfanweisungen für die Bauwerksprüfung nach DIN 1076 sollen Auskunft über mögliche Schadensstellen und Schadensbilder sowie deren zeitliche Entwicklung (z. B. eine zu erwartende Rissbildung) geben“. /1/*

1.2 RI-EBW-Prüf 2013

Weitere Hinweise sind in der RI-EBW-Prüf 2013 im Unterkapitel 2.14 festgelegt.

„Für Bauwerke und Bauteile mit konstruktiven Besonderheiten ist ein Prüfhandbuch aufzustellen. Es dokumentiert als ergänzendes Hilfsmittel zur DIN 1076 Art und Umfang der notwendigen regelmäßigen Prüfungen und Messungen“. /2/

Eine Spezifizierung wird im Abschnitt 3.3 der RI-EBW-Prüf 2013 dargestellt.

„Im Prüfhandbuch gemäß 2.14 werden die bauwerksspezifischen Festlegungen für die Bauwerksprüfung von Bauwerken mit besonderen Bauteilen (z. B. Holzbinder, Seile, Verankerungspunkte, externe Spannglieder) sowie verbindliche organisatorische und fachliche Anweisungen zusammengefasst. Hierbei sind erforderliche Verkehrssicherungsmaßnahmen anzugeben. Die Prüfergebnisse sind fortlaufend und vergleichbar zu dokumentieren.“

Das Prüfhandbuch beschreibt in einer Prüfmatrix die erforderlichen zerstörungsfreien/zerstörungsarmen Maßnahmen und den notwendigen Geräteeinsatz für die Bauwerksprüfung in Verbindung mit allgemeinen Hinweisen, Anforderungen, Regelungen und Vorgaben für Bauwerke und Bauteile. Die vom Baulastträger im Prüfhandbuch getroffenen Festlegungen stellen sicher, dass Schäden und Mängel an besonderen Bauwerken und Bauteilen rechtzeitig erkannt und somit wirtschaftlich beseitigt werden können. Das Prüfhandbuch ist Teil des Qualitätsplans und stellt eine Betriebsanleitung dar. Das Prüfhandbuch ist als Anlage zum Bauwerksbuch zu führen“. /2/

1.3 Umsetzung in Bayern

In Bayern wurde die Umsetzung mit der [Bekanntmachung der Obersten Baubehörde vom 02.06.2014 \(Az. IID8-43420-008/94\)](#) eingeführt. Im Hinblick auf künftige Bauwerksprüfungen sind hier nachfolgend beispielhaft Bauwerke mit konstruktiven Besonderheiten aufgeführt, die eine Aufstellung eines Prüfhandbuchs regelmäßig erforderlich machen:

- Spannbetonbrücken, bei denen eine Spannungsrissskorrosionsgefährdung vorliegt
- Bauwerke mit Koppelfugen
- Orthotrope Platten
- Holzbrücken
- Seiltragwerke
- Tragwerke mit genieteten Fachwerken
- Rohrfachwerke mit geschweißter Knotenbildung
- Bauwerke mit externen Spanngliedern
- Gabionenwände
- Stützkonstruktionen aus „Bewehrter Erde“, soweit sie der Prüfpflicht unterliegen.

Die Aufstellung hat bis zur nächsten fälligen Hauptprüfung zu erfolgen.

1.4 Prüfhandbücher bzw. Prüfanweisungen aus besonderem Anlass

Besondere Anlässe, die die Aufstellung von Prüfhandbüchern bzw. Prüfanweisungen aus meiner Sicht erforderlich machen, können z. B. sein:

- Ereignisse aus den Bauzuständen wie Probleme mit der Vorspannung oder Gründung, die langfristig zu entsprechenden Schäden führen könnten.
- Größere Unfallschäden, deren Auswirkungen auf das Bauwerk nicht immer gleich ersichtlich bzw. abschätzbar sind.
- Eintretene Schadensfälle bei gleichartigen Bauwerken bzw. Bauteilen, um auf die spezielle Problematik hinzuweisen.

Somit kann sichergestellt werden, dass entsprechende Schäden richtig beurteilt bzw. zugeordnet werden können.

2. Wer soll die Prüfhandbücher aufstellen?

Die Aufstellung der Prüfanweisung wird irrtümlicherweise oft gerne dem Bauwerksprüfer zugeordnet, Aber ein Bauwerksprüfer sollte nicht seine eigenen Prüfvorschriften erlassen. Er stellt gem. DIN 1076 den Istzustand am Bauwerk fest und kann die Schwachstellen am Bauwerk nicht hellseherisch erahnen.

Daher muss die Aufstellung durch Dritte vorgenommen werden. Beim Neubau sollte bereits im Entwurf festgelegt werden für welche Bauwerke eine Prüfanweisung notwendig ist, die dann in der Verantwortung des Tragwerksplaner bzw. Prüfstatiker liegt. Bei Nachrechnungsbauwerken hat im Bedarfsfall der Nachrechner die Aufstellung zu übernehmen, jeweils abgesegnet durch den Prüfsachverständigen.

Für gleichartige Bauwerke ist es sinnvoll, eine zentrale Prüfanweisung zu erstellen, wie in Bayern bereits für Gabionenwände oder Bauwerke mit externen Spanngliedern praktiziert (siehe auch Anlagen 1 und 2).

3. Wo sind die Prüfhandbücher in SIB Bauwerke einzubinden?

Die Prüfhandbücher sollten in SIB-Bauwerke wie folgt in den Bauwerkszustand eingebunden werden, damit sichergestellt ist, dass beim Ausspielen der Prüfungsdaten die Anweisungen an den Bauwerksprüfingenieur mit ausgegeben werden:

1) Maske Teilbauwerk/Prüfanweisungen

2) Maske Prüfanweisungen

3) Maske Teilbauwerk Prüfung/Zustand

4) Maske Prüfung/Bauwerkszustand

5) Maske Bauwerkszustand/Dokumente

6) Maske Dokumente

4. Beispiele bzw. Auszüge aus Prüfhandbüchern und Prüfanweisungen

Anlage 1: Deckblatt und Prüfmatrix für Gabionenwände

Anlage 2: Prüfmatrix für externe Spannglieder /3/

Anlage 3: Prüfanweisung als Ergebnis der Nachrechnung /4/

Anlage 4: Detektionsbereich als Ergebnis der Nachrechnung /5/

5. Resümee

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass Prüfhandbücher und Prüfanweisungen eine unverzichtbare Ergänzung zur DIN 1076 darstellen. Sie geben auch dem erfahrenen Bauwerksprüfer schnell wichtige Informationen über notwendige Prüfverfahren und Schwachstellen an den einzelnen Bauteilen des Bauwerks. Der Aufwand der Aufstellung sollte deshalb nicht gescheut werden, da durch solche Informationen spezifische und auch spezielle Brückenschäden rechtzeitig sicher erkannt und richtig beurteilt werden können, was sich auf die Qualität der Bauwerksprüfung und damit auf die Sicherheit unserer Bauwerke positiv auswirkt.

Literaturverzeichnis

/1/ Nachrechnungsrichtlinie

/2/ RI-EBW-Prüf 2013

/3/ Prüfhandbuch ZILCH+MÜLLER INGENIEURE GMBH,11

/4/ Prüfanweisung OEHMKE+HERBERT Planungsgesellschaft,44, Umsetzung ABDN

/5/ Prüfanweisung schömigplan,4

Anlage 1: Deckblatt Gabionenwand



Bayerische Straßenbauverwaltung

ABD Nordbayern – Dst. Bayreuth

Bayreuth

Teil-BW 6035727

Straße A 9

Bw-Amt ABD Nordbayern
AM/SM Dienststelle Bayreuth

Prüfhandbuch

Bauwerksname:	<u>Gabionenwand A9 Skt. Johannis</u>
<u>Teilbauwerksnahme:</u>	<u>Gabionenwand, FR-Berlin</u>
Kreis:	Landkreis Bayreuth -
Bauwerksrichtung:	Von Berlin nach Nürnberg
Bauwerksart:	Schergewichtswand, <u>Gabione</u>
Baujahr:	2005



Stand:	15.10.2015
Aufgestellt:	Lauterbach

Anlage 1: Prüfmatrix Gabionenwand

Prüfmatrix für die Gabionenwand TBW 6035727							
lfd. Nr.	* Personal 1	Prüfungskategorie/Prüfungszeitraum	Prüfmittel	Zugangstechnik	lfd. Beobachtung/ Besichtigung	Einfache Prüfung (EP) 3 Jahre	Haupt- Prüfung (HP) 6 Jahre
		Prüfverfahren			Prüfumfang		
1	E/F	Verformung und Neigung der Wand: Diese ist auf offensichtliche Veränderungen zu kontrollieren.	Visuelle Prüfung: Wasserwaage, Richtscheit, Richtschnur und Lot	Leiter	2*, 4*)	2*, 3*)	X
2	E/F	<u>Drahtkörbe:</u> Prüfung auf Korrosion; Vollständigkeit und fester Sitz aller Verbindungsmittel; Gesteinsaustritte;	Visuelle Prüfung: Hammer, Zange und Schraubenzieher	Leiter	2*, 4*)	2*, 3*)	X
3	E/F	<u>Befüllung:</u> Die Befüllung ist auf Gesteinsgröße, Verdichtung, Hohlstellen und Frostbeständigkeit zu kontrollieren.	Visuelle Prüfung Hammer	Leiter	2*, 4*)	2*, 3*)	X

1*) gültig für F = Fremdpersonal und E = Eigenpersonal

2*) Bei Veränderung oder Verdacht: Sonderprüfung nach Abs. 5.4 DIN 1076 als Grundlage für OSA veranlassen

3*) Mindestens stichprobenartige Überprüfung ohne Zugangstechnik

4*) i.d.R. lediglich visuelle Prüfung auf offensichtliche Mängel oder Schäden hin, ohne gesonderte Prüfmittel u. Zugangstechnik]

Anlage 2: Prüfmatrix externe Spannglieder

ZILCH + MÜLLER INGENIEURE GMBH

Prüfhandbuch – Externe Spannglieder Itztalbrücke

Seite 11 von 16

ifd. Nr.	Personal	Prüfungskategorie/Prüfungszeitraum			ifd. Beobachtung / Besicht. ^{2*)} , ^[4*)]	Einfache Prüfung (EP) ^[2*)] 3 Jahre	Hauptprüfung (HP) 6 Jahre	Erweiterte HP alle 24 Jahre
		Prüfverfahren	Prüfmittel	Zugangs- technik	Prüfumfang			
1	B	Prüfung der externen Spannglieder ^{3*)}	Visuelle <u>handnahe</u> Prüfung auf Beschädigungen	Leiter	alle Spannglieder	alle Spannglieder	alle Spannglieder	
2	B	Prüfung der Verankerungs- und Umlenkelemente ^{3*)}	Visuelle <u>handnahe</u> Prüfung auf Beschädigungen	Leiter	alle Spannglieder	alle Spannglieder	alle Spannglieder	
3	B; F	Prüfung der Spanngliedköpfe ^{3*)}	Entfernen der Schutzkappen, visuelle Prüfung auf Abweichungen und Funktion; [fachgerechte Montage der Kappen (Nachfetten etc.)]	Leiter	[alle Spanngliedköpfe, Außen]	[alle Spanngliedköpfe, Außen]	2 Spannglieder pro Überbau	
4	P	externe Spannglieder ^{3*)}	dynamische Messung der Vorspannkraft					6 Messbereiche pro Überbau

1*) B = Bauwerksprüfingenieur der Straßenbauverwaltung oder Fremdpersonal mit Bauwerksprüferzertifikat; F = Fachpersonal mit nachweislicher Erfahrung im Einbau von externen Spanngliedern; P = Personen mit nachweislicher Erfahrung in der dynamischen Messung zur Bestimmung von Vorspannkraften

2*) Bei Veränderungen oder Verdacht auf Beschädigungen Prüfung aus besonderem Anlass (Sonderprüfung) nach DIN 1076 Abschnitt 5.4 veranlassen

3*) Fachspezifische QSA; die geeigneten Prüfverfahren sind nach Art und Umfang durch die Straßenbauverwaltung festzulegen

[4*) i.d.R. lediglich visuelle Prüfung auf offensichtliche Mängel oder Schäden hin, ohne gesonderte Prüfmittel u. Zugangstechnik]

[...] Ergänzende Bemerkungen der ABD-N, DS Bayreuth

Anlage 3: Prüfanweisung als Ergebnis der Nachrechnung



Bayerische Straßenbauverwaltung
ABD Nordbayern

Bauwerksbuch des Teilbauwerks

Nummer 5934519 1

Straße A 70

IBwNr B70_B108,677

7 Prüfung / Zustand

7.1 Prüfanweisungen

Prüfpflicht

Prüfanweisungen

Bundesstraßenverwaltung

Die Stegunterseiten und -seitenflächen der Plattenbalken über die gesamte Länge sowie die Platten- und Kragarmunterseiten im Bereich des Mittelpfeilers sind hinsichtlich der Entstehung neuer Risse quer zur Hauptspannrichtung und hinsichtlich der Veränderung bestehender Risse zu überprüfen. Die Querträger sind hinsichtlich der Entstehung neuer Risse quer zur Trägerachse und hinsichtlich der Veränderung bestehender Risse zu überprüfen. Sollten in den Stegen der Plattenbalken, in den untersuchten Platten- und Kragarmunterseiten oder in den Querträgern neue Risse mit Rissbreiten > 0,2 mm oder Veränderungen bestehender Risse um mehr als 0,2 mm festgestellt werden, sind umgehend zusätzliche Untersuchungen erforderlich.

Prüfung maschineller Anlagen

Setzungsmessung

Prüfung Lichtraumprofil

Bemerkung

Sonderprüfungen sind ab 2016 in einem zeitlichen Abstand von maximal 3 Jahren durchzuführen. Diese zusätzlichen Bauwerksprüfungen ersetzen nicht die einfachen Prüfungen und Hauptprüfungen nach DIN 1076. Bei den einfachen Prüfungen und Hauptprüfungen sind die besonderen Prüfanweisungen zusätzlich zu beachten.

7.2 Notwendige Prüffahrzeuge, Prüfgeräte

Einsatzdauer (Tage)	Gerät
	Mobiler Unterflurwagen

Bemerkung Mobiler Unterflurwagen

zum Einsatz bei der HP 2014 kam ein Untersichtsgerät Typ VB17 der Firma Cramer für 2 Tage; Verkehrssicherung AM Thurnau

7.3 Durchgeführte Prüfungen

Art	Datum	Zyklus	Zustand
Hauptprüfung	26.05.2014	72 Monate	3,0
Einfache Prüfung	14.03.2011	72 Monate	3,0
Hauptprüfung	22.10.2008	72 Monate	3,0
1. Sonderprüfung	14.09.2006		2,7
Einfache Prüfung	21.02.2005	72 Monate	2,7
Hauptprüfung	29.11.2002	72 Monate	2,6
Einfache Prüfung	29.05.1999		

Anlage 4: Detektionsbereich als Ergebnis der Nachrechnung

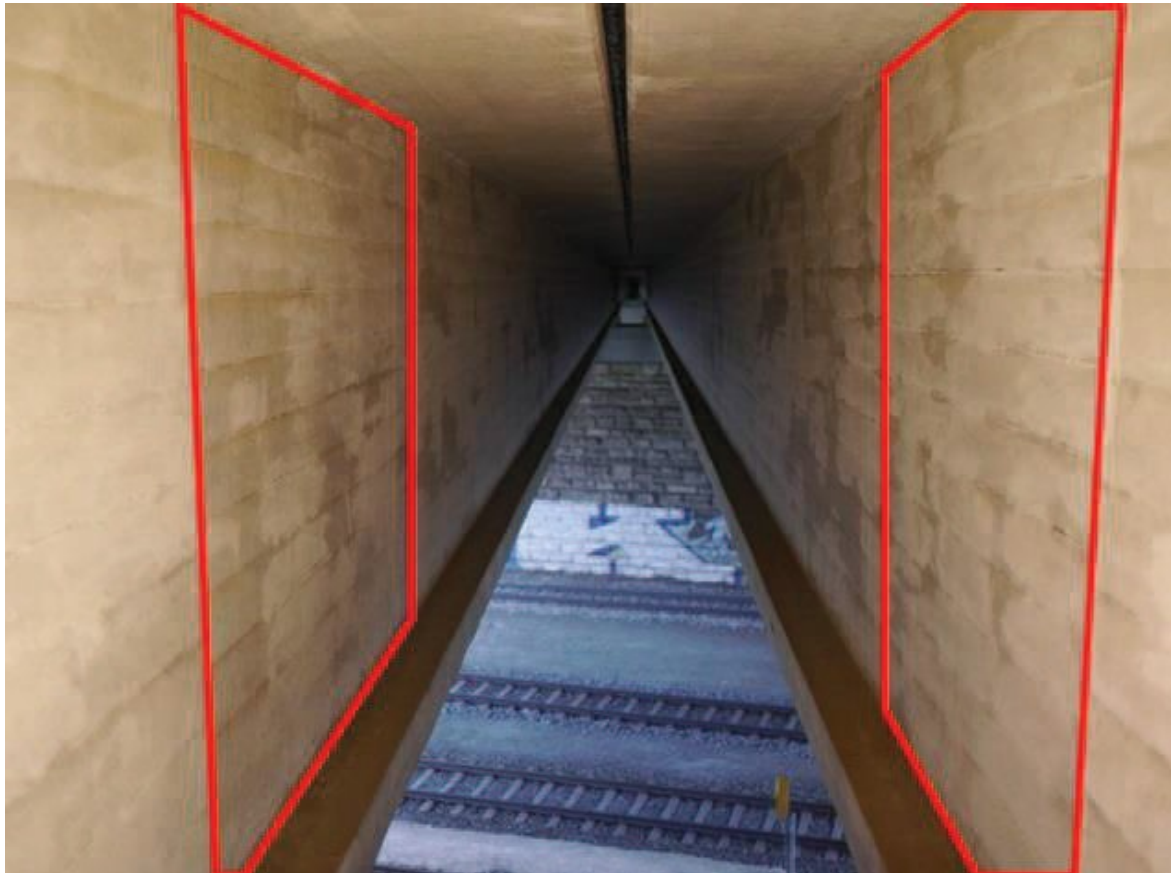


Abb. 3: Beispiel für mögliches Schadensbild mit Detektionsbereich

4 Detektionsbereiche

Die Detektionsbereiche, in denen mögliche Schadensstellen entstehen können, sind somit die Seitflächen der Trägerstege unmittelbar nach der Voute im Auflagerbereich. Es müssen hierbei für beide Teilbauwerke die Träger im Endfeld in Fahrtrichtung Berlin untersucht werden. Die Detektionsbereiche sind in **Abbildung 2** und **Abbildung 3** in der Perspektive und in **Abbildung 4** und **Abbildung 5** in den Vorlagen für die Schadensskizzen zur Bauwerksprüfung ebenfalls rot markiert.

Hinweis

In den Prüfberichten und den dazugehörigen Risskatastern werden am gesamten Überbau an den Fertigteil-Enden aller Felder Schrägrisse mit ca. 0,1 mm Breite beschrieben. Aus der Lage und dem Verlauf der Risse ist erkennbar, dass diese nicht auf die Defizite in der Querkraftbewehrung zurückzuführen sind. Sie beschränken sich auf den gevouteten Stegbereich der Fertigteilträger und beginnen hinter dem Auflager oder gar weiter oben in der Stegmitte. Diese bereits bekannten, getränkten Risse liegen außerhalb der Detektionsbereiche und wurden bereits in der vorliegenden Form als unkritisch eingestuft.

VITA



Dipl.-Ing. (FH) Volker Lauterbach
Wittelsbacherring 15, 95444 Bayreuth
Telefon: (0921)7569-244 Telefax: (0921)7569-292
Mobil: 01738630323
E-Mail: volker.lauterbach@abdnb.bayern.de

Ref.-Name: **Volker Lauterbach**

Geburtsdatum: 07.01.1963

Wohnort: Peesten 16
95359 Kasendorf
Dipl.-Ing. (FH) Techn. Amtsrat

Ausbildung

Studium: Bauingenieurwesen

Beruflicher Werdegang

Von - bis / seit / ab:	
1978-1981	Ausbildung techn. Zeichner
1982-1994	Bundeswehr, Zeitsoldat
1994-1998	Studium Bauingenieurwesen an der FH-Coburg
1998-2000	Stadt Kulmbach, Baubetriebshofleitung
2000-2002	Ausbildung 3. Qualifikationsebene (ehem. geh. tech. Dienst)
seit 2002	Sachbereichsleiter Bauwerksprüfung und Bauwerksunterhaltung Autobahndirektion Nordbayern, Dienststelle Bayreuth

Mitarbeit in Gremien: AG-BMS-Bayern
AG-SIB-Bauwerke-Bayern

Sonstiges: Referent Lehrgang Bauwerksprüfung nach DIN 1076 in Feuchtwangen
Seminarleiter Praxisseminar [Brückenprüfung nach DIN 1076](#) in Feuchtwangen

ResoCable® – Schnelltest zur in-situ-Überprüfung externer Spannglieder und Schrägseile

Dipl.-Ing. Steffen Siegel
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Kurzfassung

Bei den Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 besteht ein verstärkter Bedarf nach aussagefähigen Prüfverfahren für die eingesetzten externen Spannglieder und Schrägseile. Um den aktuellen Zustand der externen Spannglieder und Schrägseile beurteilen zu können, stehen verschiedene zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Prüfverfahren zur Verfügung. Die Verfahren sind jedoch so zeitaufwändig bzw. nicht aussagekräftig genug, dass eine routinemäßige Anwendung nicht wirtschaftlich durchführbar ist. Eine regelmäßige Messung kann nicht in erster Linie das Ziel haben, die absolute Änderung der Spannkraft bezogen auf den ursprünglichen Zustand zu bestimmen. Vielmehr sollte die Messung klare Indikatoren liefern, dass sich der Zustand des externen Spanngliedes / Schrägseils innerhalb oder außerhalb eines Toleranzbereiches befindet. Daher wurde ein Schnelltest entwickelt, bei dem lediglich die vorhandene Eigenfrequenz des jeweiligen Messabschnittes ermittelt und auf die Erstmessung des Abschnittes normiert wird. Dies ermöglicht, dass alle Spannglieder / Seile eines Überbaus miteinander verglichen werden können.

1. Externe Spannglieder

In den Jahren 1935 bis 1937 wurde die Bahnhofsbrücke in Aue, Sachsen, als erste Spannbetonbrücke mit externen Spanngliedern in Deutschland nach einem Entwurf Dischingers errichtet /1/. Nach dem zweiten Weltkrieg wurden Spannbetonbrücken nahezu ausschließlich mit internen Spanngliedern hergestellt, bevor Mitte der 1980er Jahre – aufgrund sicherheitsrelevanter Probleme bei internen Spanngliedern – die externen Spannglieder wiederentdeckt wurden. Zwei der ersten erstellten Brücken mit externer Vorspannung sind die Talbrücke Berbke und die Talbrücke Wintrop im Zuge der A 46.

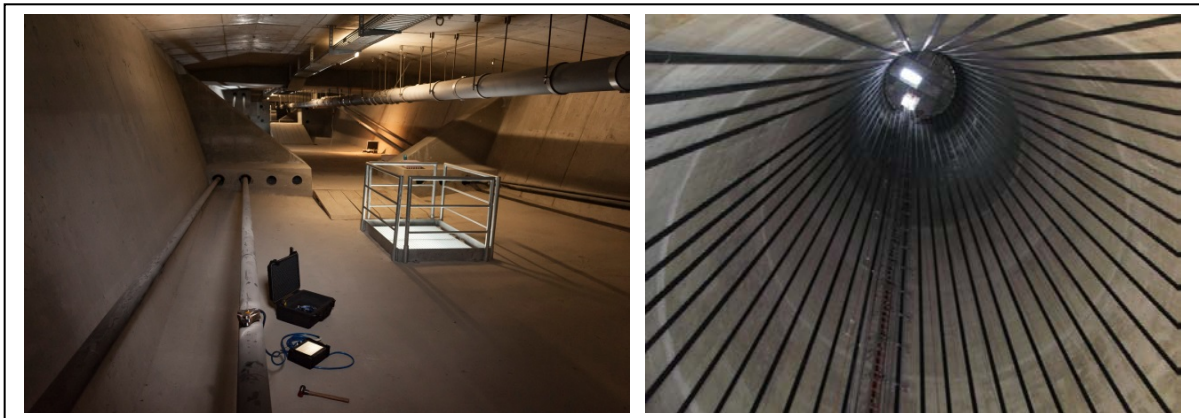


Bild 1: Externe Spannglieder in der Pfinztalbrücke Nöttingen (links) und in einer Windenergieanlage (rechts)

Die Verwendung von externen Spanngliedern ist seit Einführung der „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ im Jahre 1998 für vorgespannte Betonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt im Zuständigkeitsbereich des Bundes als Standardbauweise vorgeschrieben /2/.

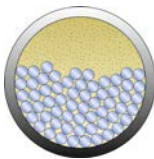
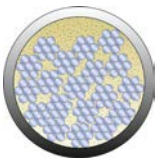
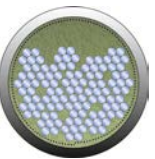
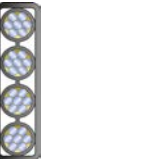
Die Richtlinie begrenzte die zulässige Spannkraft je Spannglied auf ca. 3 MN und die Spanngliedlänge auf ca. 200 m. Diese Richtwerte wurden u.a. hinsichtlich der Handhabbarkeit und späteren Erhaltungsarbeiten festgelegt. Generell sind externe Spannglieder so anzuordnen, dass die Nachspannbarkeit und auch Auswechselbarkeit der Spannglieder sichergestellt ist. Unter halber Verkehrslast muss ein beliebiges Spannglied pro Steg ausgetauscht werden können. Dies gilt auch für die Mischbauweise. Der Höchstabstand der Spanngliedstützungen (Umlenkstellen, Ankerstellen) wurde auf 35 m festgelegt. /3/

Als Vorteile der externen Spannglieder werden meist Kontrollierbarkeit, Nachspannmöglichkeit sowie Austauschbarkeit genannt.

1.1 Externe Spannglieder im Brückenbau

Externe Spannglieder sind im Brückenbau außerhalb des Betonquerschnittes und – in der Regel – innerhalb der Betonumhüllenden angeordnet. Hierbei wird zwischen geradlinigem, dreiecks- und trapezförmigem Verlauf der Spannglieder unterschieden, wobei meist nur nachträglich angeordnete Spannglieder einen geradlinigen Verlauf ausweisen.

Tabelle 1. Externe Spannglieder in Deutschland

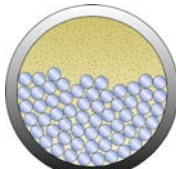
DSI SUSPA-Draht EX	BBV Typ E	BBV Typ EMR	Dywidag Typ W	Dywidag Typ MC	VB BE	BBR VT CMM D / CMM KD
Drähte	Litzen	Litzen	Litzen	Litzen	Litzen	Litzen
						
PE-Hüllrohr, Fett / (Mörtel)	PE-Hüllrohr, Fett	PE-Hüllrohr, Monolitze	PE-Hüllrohr, Monolitze, Mörtel	PE-Hüllrohr, Mörtel	PE-Hüllrohr, Monolitze	PE-Hüllrohr, Monolitze
$P_{m0} =$ 1.350 – 4.528 kN	$P_{m0} =$ 536 – 6324 kN	$P_{m0} =$ 1.561 – 3.264 kN	$P_{m0} =$ 1.041 – 3.296 kN	$P_{m0} =$ 1.115 – 4.089 kN	$P_{m0} =$ 186 – 3.264 kN	$P_{m0} =$ 372 – 3.366 kN

In Deutschland sind bzw. waren bis zu 7 unterschiedliche Spanngliedtypen zugelassen mit einer maximal zulässigen Vorspannkraft in Höhe von etwa 6,3 MN, siehe **Tabelle 1**. Während früher als Füllmaterial der Hüllrohre teilweise noch Zement verwendet wurde, kommt heute ausschließlich Korrosionsschutzfett zum Einsatz, das aufgrund seiner Eigenschaften einen besseren Korrosionsschutz ermöglicht.

1.2 Externe Spannglieder in Windenergieanlagen

Bei Windenergieanlagen sind Stahlbetontürme etwa fünf bis sechs Mal schwerer als gleich hohe Stahltürme und weisen deshalb günstigere Schwingungseigenschaften und geringere Schallemissionen auf. Bei Türmen über 100 m Höhe werden inzwischen vermehrt Hybridtürme eingesetzt. Hierbei wird der untere Teil des Turms aus Spannbeton und der obere aus Stahl gefertigt. Verbunden werden beide Teile durch einen Adapter aus Stahl, was eine vom Stahlteil unabhängige Herstellung des Spannbetonschafts erlaubt. Der Spannbetonteil wird entweder in Ortbetonbauweise mit Kletter- oder Gleitschalung oder in Fertigteilbauweise hergestellt. Hybridtürme haben Fußdurchmesser bis 12 m und Wanddicken des Spannbetonteils von 30 bis 55 cm. /4/, /5/

Tab. 2: Zulassungen externer Spannglieder für den Einsatz in Windenergieanlagen

SUSPA-Draht EX	BBV / ENERCON Typ EW	BBR-VT CMM D / KD
Drähte	Litzen	Litzen
		
$P_{m0} = 1350 - 4528 \text{ kN}$	$P_{m0} = 1428 - 3060 \text{ kN}$	$P_{m0} = 372 - 3501 \text{ kN}$

Durch die Vorspannung wird eine vollständige Überdrückung des Betons im Gebrauchszustand erreicht, wodurch Rissbildung verhindert wird und eine günstige dynamische Auslegung möglich ist. Die externe Vorspannung bietet dabei einige Vorteile. Der Korrosionsschutz wird bereits im Werk mittels Fett oder Wachs und HDPE-Hüllrohren aufgebracht und ist weniger fehleranfällig als eine Verpressung mit Mörtel bei der internen Vorspannung. Externe Spannglieder lassen sich aufgrund der Zugänglichkeit überprüfen und bei Bedarf austauschen. Weitere Vorteile dieser Bauweise sind (a) die Möglichkeit zu einem späteren Zeitpunkt vorzuspannen und (b) ein einfacher Rückbau oder (c) Umbau. Zudem fallen die Hüllrohre im Betonquerschnitt weg, was die Herstellung vereinfacht und die Qualität des Betons erhöht. Die Spannglieder werden am Stahladapter verankert und im Fundamentkeller vorgespannt.

Für Windenergieanlagen verwendete externe Spannglieder bestehen aktuell entweder aus einzelnen Monolitzen (BBV Systems GmbH – Externes Litzenspannverfahren Typ EW für Türme von Windenergieanlagen, Zulassungsnummer Z-13.3-133 /7/ sowie Enercon GmbH – Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windener-

gieanlagen, Zulassungsnummer Z-13.3-140 /8/) oder aus mehreren zusammengefassten Monolitzen, wie beim Spanngliedtyp VT-CMM D bzw. VT-CMM KD (Z-13.3-143 /9/) der BBR VT International Ltd. Die Monolitzen sind hierbei durch Stege miteinander verbunden. Eine weitere Möglichkeit sind Drahtspannglieder des Typs SUSPA-Draht EX (Z-13.3-141 /10/) der Firma DYWIDAG-Systems International GmbH (**Tabelle 2**).

Im Gegensatz zum Brückenbau werden externe Spannglieder in Windenergieanlagen nahezu vertikal entlang der Turmwand geführt. In der Richtlinie für Windenergieanlagen /6/ wird gefordert, dass „Spannverfahren, die zum Vorspannen von Windenergieanlagen verwendet werden, [...] für die Vorspannung von Türmen [...] zugelassen sein“ müssen. Am 19.12.2013 wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) unter der Nummer Z-13.3-133 /7/ das Spannverfahren der Firma BBV Systems GmbH als erstes Spannverfahren für Türme von Windenergieanlagen zugelassen. Alle vor diesem Zeitpunkt eingesetzten externen Spannglieder in Hybridtürmen wurden ohne bauaufsichtliche Zulassung eingebaut. Die Verwendung von externen Spanngliedern ohne Zulassung für Windenergieanlagen war nur bis Ende 2014 zulässig, unter Beachtung einzelner Auflagen. So dürfen externe Spannglieder z.B. für eine Temperatur bis maximal 37°C eingesetzt werden. Diese Temperatur wird jedoch – ohne Einsatz von Gegenmaßnahmen – bei Windenergieanlagen schnell überschritten. Erhöhte Temperaturen führen dazu, dass bei umgelenkten bzw. anliegenden externen Spanngliedern die Hüllrohrdicke an den Anliegepunkten weitaus stärker abnimmt. Das liegt an den Materialeigenschaften des HDPE, welche sich mit steigender Temperatur ändern. Der Kurzzeit-Elastizitätsmodul beträgt bei 20°C 800 N/mm² und bei 50°C nur noch 270 N/mm², siehe **Tabelle 3 /11/**.

Da Spannglieder in Windenergieanlagen ohne zweite Schutzhülle eingebaut werden, wird der Monolitzenmantel dicker ausgeführt. Bei dem Spannglied Typ EW der Firmen BBV bzw. ENERCON ist das Hüllrohr mit 2,4 mm etwas dicker als die Mindestwanddicke bei Zulassungen für den Einsatz von Monolitzen im Brückenbau.

2. Schrägseile

Im Jahr 1958 begann mit der Düsseldorfer Theodor-Heuss-Brücke in Deutschland der Schrägseilbrückenbau. Die Schrägseile bestanden hierzulande meist aus vollverschlossenen Seilen (VVS), während im Ausland meistens Parallellitzenseile bzw. Paralleldrahtseile verwendet wurden.

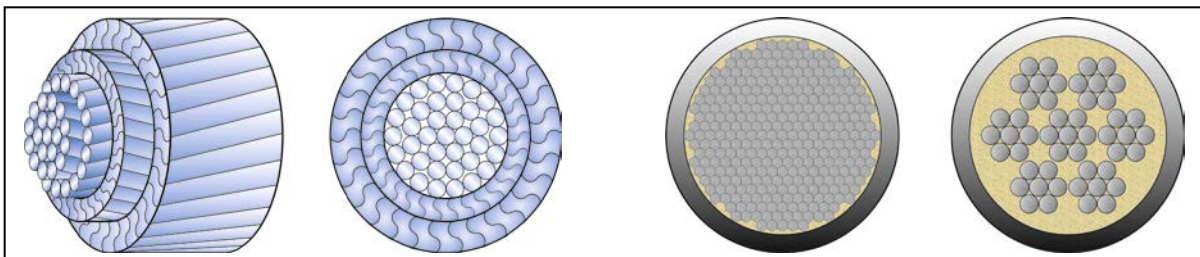


Bild 1: Vollverschlossenes Seil (VVS) (1 und 2), Paralleldraht- (3) und Parallellitzenbündel (4)

1971 wurde die Kurt-Schumacher-Brücke in Mannheim mit Paralleldrahtbündeln und ein Jahr später die Mainbrücke Höchst in Frankfurt mit 25 parallel geführten DYWIDAG-Gewindedrähten hergestellt. Beim Bau der Blautalbrücke 2001 in Ulm wurden acht Parallellitzenbündel vom Typ DYWIDAG DYNA Bond® mit jeweils 27 verzinkten, gewachsen und PE-ummantelten Litzen zum Einsatz.

Die 2007 für den Verkehr freigegebene Ziegelgrabenbrücke wird mittels 32 Parallellitzenbündeln vom Pylon harfenförmig abgespannt. Hierfür wurden 32 DYWIDAG DYNA Grip® Schrägseile mit 34 Litzen in ein HDPE Hüllrohr mit einem Durchmesser von 180 mm eingezogen.

Ähnlich wie externe Spannglieder sind auch Schrägseile frei zugänglich, wobei Schrägseile darüber hinaus durchgehend der Witterung und anderen Umwelteinflüssen ausgesetzt sind.

3. Überprüfung externer Spannglieder und Seile

In Deutschland werden die vorhandenen Schäden an Brücken und deren Ausrüstung anhand einer Verfahrensweisung begutachtet und beurteilt. In welchen Abständen was und wie geprüft werden muss, wird durch die DIN 1076 geregelt.

Im August 1930 wurde erstmals die DIN 1076 unter dem Namen „Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken“ eingeführt. Nach Zusammenlegung mit der im Jahre 1933 eingeführten DIN 1077 „Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken“ im Jahr 1959 zur DIN 1076 gibt es die DIN 1076 seit 1983 unter dem heute bekannten Namen „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ mit der aktuellsten Ausgabe vom November 1999.

Bei der Überprüfung nach DIN 1076 muss ein Bauwerk alle 6 Jahre einer Hauptprüfung (HP) und alle 3 Jahre nach einer HP einer einfachen Prüfung (EP) unterzogen werden. Hierbei ist unter anderem der Zustand des Korrosionsschutzes von stählernen Zubehör- und Ausrüstungsbauteilen zu prüfen, insbesondere bei korrosionsempfindlichen Bauteilen wie z.B. Verankerungen von Seilen, Kabeln, Hängern und deren Verankerungen und Anschlüsse. Berührungsstellen zwischen Beton- und Stahlbauteilen bedürfen besonderer Beachtung.

Überprüfungen von Windenergieanlagen sind nach der Richtlinie für Windenergieanlagen /6/ im Rahmen der wiederkehrenden Prüfungen durchzuführen. Wiederkehrende Prüfungen sind in regelmäßigen Intervallen durchzuführen, wobei diese Prüfintervalle höchstens 2 Jahre betragen. Diese dürfen – unter gewissen Voraussetzungen wie z.B. jährlicher Überwachung und Wartung – auf vier Jahre verlängert werden. /6/

Bei einer wiederkehrenden Prüfung ist für den Turm und das Fundament (Fundamentkeller und Sockel) mindestens eine Sichtprüfung durchzuführen, wobei die einzelnen Bauteile aus unmittelbarer Nähe zu untersuchen sind. Hierbei ist insbesondere auf Schäden hinsichtlich der Standsicherheit (z.B. Korrosion) zu kontrollieren. Unter anderem muss hier bei Schrauben mindestens eine Sicht- und Lockerheitskontrolle durchgeführt werden. /6/

Eine Überprüfung der externen Spannglieder – sowohl im Brückenbau als auch bei Windenergieanlagen – wird zurzeit im Rahmen der Hauptprüfungen bzw. wiederkehrenden Prüfungen fast ausschließlich visuell durchgeführt.

4. Monitoring externer Spannglieder und Seile

Eine wiederkehrende Überprüfung des Zustandes und der Erhalt eines sicheren und zuverlässigen Betriebs ist Aufgabe der regelmäßigen Wartung und Instandhaltung. Während bei Brücken die DIN 1076 die Abstände und Umfänge der einzelnen Prüfungen regelt, ist bei einer Windenergieanlage im Wartungshandbuch detailliert festgelegt, in welchem Umfang die Überprüfungen durchzuführen sind.

Eine Wartung ist in regelmäßigen Zeitintervallen vorgesehen, bei der alle wichtigen mechanischen und elektrischen Teile überprüft und ggf. gewartet werden müssen. So sind zum Beispiel regelmäßige Kontrollen der Hüllrohre der externen Spannglieder auf Schäden am HDPE-Hüllrohr durchzuführen. Ob jedoch ein Drahtbruch von außen am Hüllrohr überhaupt erkannt werden kann, ist fraglich. Hierzu wurden am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) Versuche durchgeführt, bei denen jeweils eine ca. 24 m lange Monolitze mit 175 kN vorgespannt und anschließend ein einzelner Draht durchtrennt wurde. Hierbei konnte gezeigt werden, dass der durchtrennte Draht über seine gesamte Länge spannungsfrei ist, dies jedoch nicht von außen am Hüllrohr erkennbar ist, da es nicht zu einer visuell erkennbaren Schädigung des Hüllrohres kommt. Auch ein Herausragen des gebrochenen Drahtes am Spannkeil konnte nicht beobachtet werden. Eine rein visuelle Inspektion ist somit nicht in der Lage, Spannglieddrahtbrüche hinreichend erkennen zu lassen, auch nicht durch ein Öffnen der Ankerhaube.

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen“ /13/ wurden verschiedene Verfahren hinsichtlich ihrer Eignung und auch der anfallenden Kosten untersucht. Hierbei wird zwischen Prüfmethoden zur Ermittlung der Spannkraft und Methoden zur Schadensdetektion unterschieden.

Mit Kenntnis der Spannkraft in den einzelnen Spanngliedern lässt sich deren Zustand beurteilen bevor Schäden am Bauwerk erkennbar sind. Zu den gängigsten Verfahren gehören /13/:

- statisches Verfahren,
- dynamische Messungen,
- Ansetzen der Spannpressen,
- magnetoelastische Messungen.

Beim statischen Verfahren wird das Spannglied mittels einer Vorrichtung und einer definierten Kraft ausgelenkt und die Spannkraft mittels der gemessenen Auslenkungen sowie einer Kalibrierkurve bestimmt. Dynamische Messungen liefern die vorhandenen Eigenfrequenzen der Spannglieder, mit denen die Spannkraft näherungsweise berechnet werden kann. Neben der Abhebekontrolle bzw. Lift-Off-Test mittels Ansetzen der Spannpressen können zur Spannkraftermittlung auch magnetoelastische Sensoren verwendet werden, welche bereits beim Einbau der Spannglieder montiert und kalibriert werden müssen.

Zur Schadensdetektion gibt es neben zerstörungsarmen Verfahren wie z.B. der elektromagnetischen Resonanzmessung die folgenden zerstörungsfreien Methoden /13/:

- Ultraschallecho-Verfahren
- Magnetische Ortung von Spanndrahtbrüchen.

Beim Ultraschallecho-Verfahren werden Ultraschallwellen in den zu untersuchenden Spanndraht an den Drahtenden eingeleitet. Aus der Intensität und der Laufzeit der reflektierten Wellen können Drahtbrüche bzw. -anrisse detektiert werden. Bei Parallellitzenbündel sind Drahtbrüche bis ca. 2,0 m und Drahtanrisse bis ca. 1,5 m ab Einkoppelung erkennbar. Bei Paralleldrahtbündel können Drahtbrüche bis etwa 3,40 m und Drahtanrisse bis zu ca. 2,0 m Entfernung detektiert werden.

Bei der magnetischen Ortung von Spanndrahtbrüchen nutzt man die ferromagnetischen Eigenschaften des Spannstahls. Ein Prüfkopf wird hierbei entlang des zu untersuchenden, magnetisierten Spannliedes bewegt. Durch Drahtbrüche werden Streufelder erzeugt, welche – je nach Größe des Streufeldes – auch hinsichtlich der Größe des Schadens ausgewertet werden können.

Alle zurzeit verfügbaren Verfahren sind zeit- und damit kostenintensiv bzw. besitzen nur eine eingeschränkte Aussagekraft, sodass eine regelmäßige Anwendung nicht durchgeführt werden kann /13/. Aus diesem Grund wurde am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) ein Schnelltest entwickelt, mit dem zeit- und kostensparend externe Spannlieder und Seile überprüft werden können.

5. Schnelltest für externe Spannlieder und Seile

Um den aktuellen Zustand der externen Spannlieder / Seile beurteilen zu können, stehen verschiedene zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Prüfverfahren zur Verfügung, mit denen Schäden bzw. eine Abnahme der Vorspannkraft detektiert werden können. Eine routinemäßige Messung kann nicht in erster Linie das Ziel haben, die absolute Änderung der Spannkraft bezogen auf den ursprünglichen Zustand zu bestimmen. Vielmehr sollte die Messung klare Indikatoren liefern, dass sich der Zustand des externen Spannliedes innerhalb oder außerhalb eines Toleranzbereiches befindet.

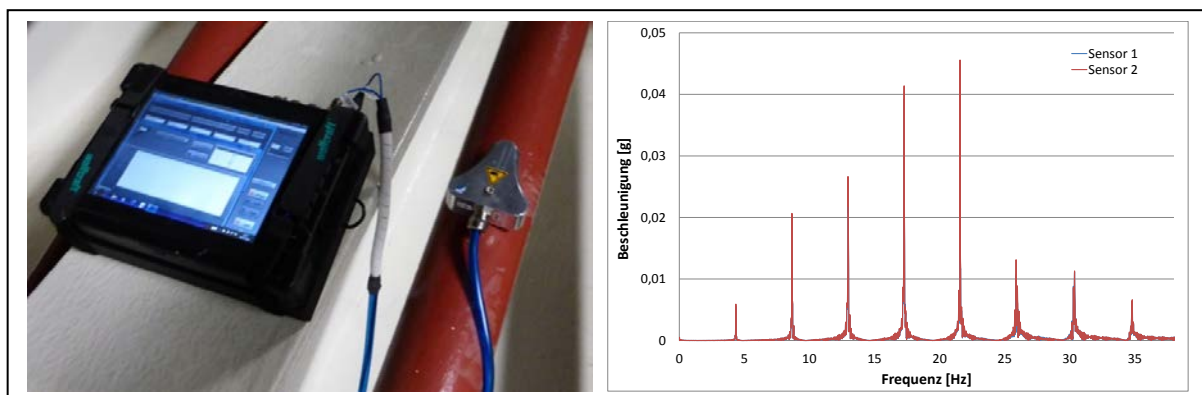


Bild 2: ResoCable® Messgerät sowie mittels Magneten am Seil befestigte Sensorbox (links), gemessenes Frequenzspektrum (rechts)

Mit dem neu entwickelten ResoCable[®] steht ein Verfahren zur Verfügung, um den Zustand von externen Spanngliedern durch eine Analyse der Eigenfrequenz schnell, einfach und zerstörungsfrei ermitteln zu können. Für die Methode wurde eine Messbox auf PC-Basis entwickelt. Die Bedienung erfolgt benutzerfreundlich mittels Touchscreen-Technik.

Durch die vorgeschriebenen routinemäßige Untersuchungen / Messungen werden die externen Spannglieder / Seile kontinuierlich gemessen, sodass auf eventuelle Änderungen zeitnah reagiert werden kann. Mit ResoCable[®] werden die vorhandenen Eigenfrequenzen sämtlicher Spanngliedabschnitte gemessen und mit einer Referenzmessung verglichen. Aufgetragen in einer Matrix können so z.B. alle ersten Eigenfrequenzen der Spannglieder eines Bauwerks dargestellt und kontrolliert werden.

$$F_1 = \begin{pmatrix} f_{1,1,S1} & f_{1,2,S1} & f_{1,3,S1} & \cdots & f_{1,m,S1} \\ f_{1,1,S2} & f_{1,2,S2} & f_{1,3,S2} & \cdots & f_{1,m,S2} \\ f_{1,1,S3} & f_{1,2,S3} & f_{1,3,S3} & \cdots & f_{1,m,S3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{1,1,Si} & f_{1,2,Si} & f_{1,3,Si} & \cdots & f_{1,m,Si} \end{pmatrix} \quad (1)$$

Der erste Index steht für die Ordnung der Eigenfrequenz (hier: 1. Eigenfrequenz), der zweite Index gibt die Messung (1, 2, ... m) und der Index Si die Spanngliednummer an. Pro Messung wird die Matrix folglich durch eine weitere Spalte erweitert. Bei gleich großer Spannkraft und Länge der externen Spannglieder / Seile und daraus resultierenden identischen Eigenfrequenzen könnten Abweichungen bereits hier festgestellt werden. Da sich die einzelnen Spannglieder bzw. Seile in ihrer Spannkraft, Länge und / oder auch Masse naturgemäß etwas unterscheiden, kann aus (1) kein direkter Rückschluss über einen möglichen Schaden gezogen werden, da alle $f_{1,m,Si}$ unterschiedlich groß sind. Deshalb werden die gemessenen Eigenfrequenzen mittels spezieller Analyse beurteilt:

$$F_1^* = \begin{pmatrix} f_{1,1,S1} \cdot f_{1,1,S1}^{-1} & f_{1,2,S1} \cdot f_{1,1,S1}^{-1} & \cdots & f_{1,m,S1} \cdot f_{1,1,S1}^{-1} \\ f_{1,1,S2} \cdot f_{1,1,S2}^{-1} & f_{1,2,S2} \cdot f_{1,1,S2}^{-1} & \cdots & f_{1,m,S2} \cdot f_{1,1,S2}^{-1} \\ f_{1,1,S3} \cdot f_{1,1,S3}^{-1} & f_{1,2,S3} \cdot f_{1,1,S3}^{-1} & \cdots & f_{1,m,S3} \cdot f_{1,1,S3}^{-1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{1,1,Si} \cdot f_{1,1,Si}^{-1} & f_{1,2,Si} \cdot f_{1,1,Si}^{-1} & \cdots & f_{1,m,Si} \cdot f_{1,1,Si}^{-1} \end{pmatrix} \quad (2)$$

Ergänzend zu der Frequenzanalyse kann eine Einschätzung der aktuell vorhandenen Spannkraft erfolgen. Die Eigenfrequenz f_k mit der Ordnung k eines idealen Seils hängt von der Schwinglänge L, der Spannkraft N sowie der bezogenen Masse m ab. Je nach Seilgeometrie, Länge etc. ist es erforderlich, auch die Beigesteifigkeit des Spanngliedes zu berücksichtigen. Da die Schwinglänge und / oder auch die Masse meist nicht exakt ermittelt werden können, wird die vorhandene Spannkraft nur näherungsweise angegeben.

Mit ResoCable[®] lässt sich unter Berücksichtigung von zeitlichen Spannkraftänderungen – und damit auch Frequenzänderungen – und auch der Temperatur, vor Ort innerhalb weniger Minuten pro Messstelle der Zustand der Spannglieder ermitteln. Die Ergebnisse der Messungen werden in einer zentralen Datenbank gesichert und können bei Wiederholungsmessungen zum Vergleich herangezogen werden.

6. ResoCable® – Anwendung

Der Messablauf beginnt mit der Montage der Sensoren am Spannglied bzw. Seil. Der jeweilige Messpunkt wird mittels Scanner von der Messpunktplakette eingescannt und damit eindeutig identifiziert. Eventuell bereitgestellte ältere Daten der Bauwerks-Messhistorie sowie zuvor definierte Toleranzwerte stehen zur Beurteilung neuer Ergebnisse unterstützend zur Verfügung.

Die ermittelten Werte werden im Bezug zu Toleranzgrenzen und wahlweise im Vergleich zu historischen Messresultaten dargestellt. Auf diese Weise ist eine direkte Verifikation der Messergebnisse gewährleistet und es kann bei signifikanten Abweichungen unmittelbar auf eventuelle Messfehler reagiert werden. Beeinflussungen durch z.B. äußere Einwirkungen werden so geradewegs deutlich und können durch direkte Wiederholungsmessungen ausgeschlossen werden.

Aus dem Gesamtbild aller Messpunktresultate eines Bauwerks sowie der zeitlichen Entwicklung der Resonanzcharakteristiken treten Negativentwicklungen frühzeitig hervor und liefern eine wichtige Entscheidungshilfe zur Einschätzung des Zustandes und der zu treffenden Maßnahmen.

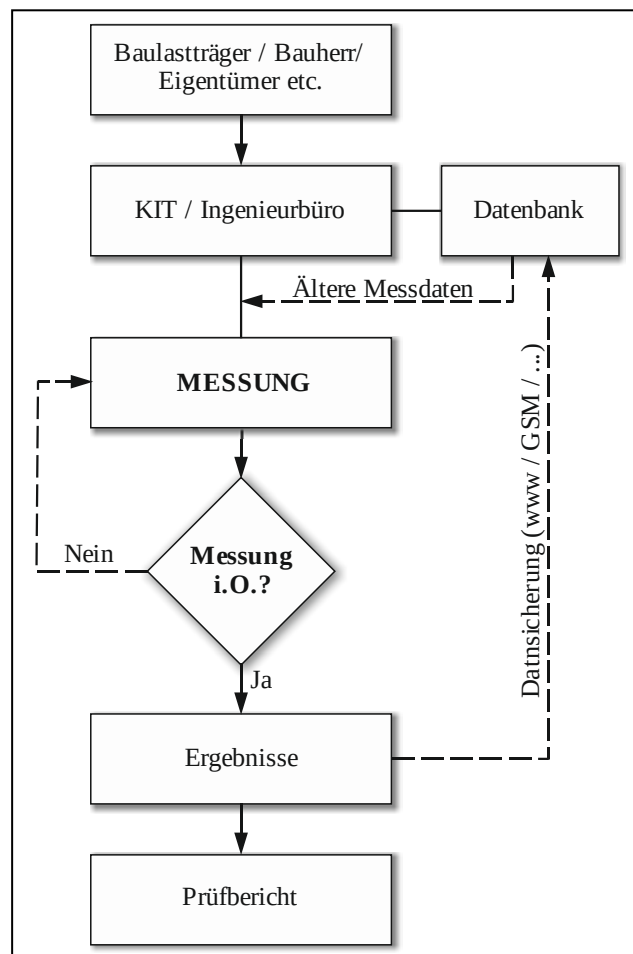


Bild 3: ResoCable® – Datenerfassung und Speicherung

Im Regelfall sind die externen Spannglieder / Schrägseile nicht gleich lang und auch nicht exakt gleich vorgespannt, sodass hier bereits bei der Nullmessung Frequenzunterschiede zwischen den einzelnen Spanngliedern / Schrägseilen festgestellt werden können. Im Laufe der Zeit nehmen die Spannkraften infolge Kriechen, Schwinden, Relaxation ab, was auch zu einer Abnahme der Eigenfrequenzen führt. Zusätzlich gibt es Änderungen infolge Temperatureinwirkungen. Bei regelmäßigen Überprüfungen der externen Spannglieder / Schrägseile – beispielsweise im Rahmen einer Hauptprüfung – können diese Effekte durch die Auswertung der Abweichungen in den Eigenfrequenzen quantifiziert und ausgewertet werden (**Bild 4 links**).

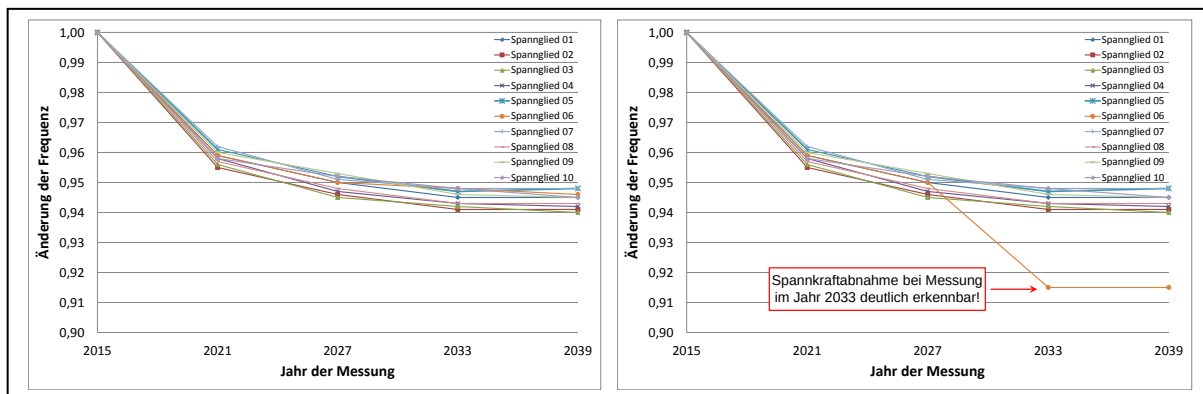


Bild 4: Frequenzänderungen an Spanngliedern einer neuen Brücke ohne Schädigung (links) und inkl. Schädigung eines Spanngliedes (rechts)

Wird an einer Messstelle der festgelegte Vertrauensbereich über- bzw. unterschritten, muss hier von einem Spannkraftabfall infolge von z.B. Korrosion ausgegangen werden und es können direkt weitere Maßnahmen eingeleitet werden (**Bild 4 rechts**).

7. Schlusswort

Das bereits im Brückenbau mehrfach eingesetzte System ResoCable® ermöglicht es, den Zustand von externen Spanngliedern und Schrägseilen in Neu- und Bestandsbauwerken zu überprüfen. Die in regelmäßigen Abständen wiederholten Messungen – z.B. im Rahmen einer Hauptprüfung bzw. wiederkehrenden Prüfung – zeigen direkt vor Ort, ob Änderungen – und damit Mängel – an den externen Spanngliedern bzw. Schrägseilen aufgetreten sind. Die meist von außen nicht sichtbaren Drahtbrüche werden mit ResoCable® aussagekräftig und kostengünstig in situ detektiert und es können, falls erforderlich, direkt weitere Maßnahmen getroffen werden. ResoCable® kann zusätzlich auch bei im Bau befindlichen Bauwerken zur Überwachung temporärer Seilabspannungen verwendet werden.

Literaturverzeichnis

- /1/ Metzler, H., Schmitz, C.: Spannbetonbrücke mit externer Vorspannung – Historischer Rückblick und Erfahrungen einer Straßenbauverwaltung. Bauingenieur, Vol. 73, S. 83-88, Februar 1998
- /2/ Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW): Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern. Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5258, Bonn, 1998
- /3/ Standfuß, F., Abel, M., Haveresch, K.-H.: Erläuterungen zur Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern. Beton- und Stahlbetonbau 93, Heft 9, 1998
- /4/ Grünberg, J., Göhlmann, J.: Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. S. 19-168, Beton Kalender 2011
- /5/ Grünberg, J., Funke, G.; Stavesand, J., Göhlmann, J.: Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise. S. 103-223, Beton Kalender 2006
- /6/ Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe B, Heft 8, Oktober 2012
- /7/ Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bauaufsichtliche Zulassung: BBV Externes Litzenspannverfahren Typ EW für Türme von Windenergieanlagen. Zulassungsnummer: Z-13.3-133, Gültigkeit: 27.02.2014 bis 19.12.2018
- /8/ Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bauaufsichtliche Zulassung: ENERCON Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windenergieanlagen. Zulassungsnummer: Z-13.3-140, Gültigkeit: 17.02.2014 bis 17.02.2015
- /9/ Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bauaufsichtliche Zulassung: Litzenspannverfahren VT-CMM D/KD für Windenergieanlagen. Zulassungsnummer: Z-13.3-143, Gültigkeit: 14.07.2014 bis 14.07.2016
- /10/ Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bauaufsichtliche Zulassung: SUSPA Draht EX für Windenergieanlagen. Zulassungsnummer: Z-13.3-141, Gültigkeit: 14.04.2014 bis 14.04.2019
- /11/ DVS-Richtlinie 2205-2: Berechnung von Behältern und Apparaten aus Thermoplasten – Stehende runde, drucklose Behälter. Januar 2011
- /12/ Gitzelmann, H., Volckmann, D.: Intelligente Inspektionssysteme bei Kunstbauten. Eisenbahningenieur, Band 52. 2001
- /13/ Stempniewski, L., Siegel, S., Möller, J., Kiefer, D.: Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen. Heft 1025. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 2009

VITA



Dipl.-Ing. Steffen Siegel

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Abteilung Massivbau

Persönliche Daten

Name: Steffen Siegel

Geboren 13.12.1980 in Karlsruhe

Ausbildung

2001 bis 2007 Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe (TH)

Beruflicher Werdegang

Seit 2007 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Abteilung Massivbau

Der Nord-Ostsee-Kanal und seine Querungen - ein kurzer historischer Abriss

Dipl.-Ing. Volker Richter

Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein

Kurzfassung

Nach etwa achtjähriger Bauzeit wurde der Nord-Ostsee-Kanal im Juni 1895 seiner Bestimmung übergeben. Von Brunsbüttel im Bereich der Elbmündung bis nach Kiel-Holtenau beträgt seine Länge knapp 99 km. Die durch seinen Bau unterbrochenen Verkehrsverbindungen wurden durch Fähren, Brücken und Tunnel wieder hergestellt. Die gesamte Infrastruktur muss ständig an die gestiegenen Verkehrsbedürfnisse angepasst werden. Hier ist auch in der Zukunft ein großer Einsatz von Ressourcen erforderlich.

1. Planung und Bau des Nord-Ostsee-Kanals

Bereits seit mehreren Jahrhunderten existierte die Vorstellung, den Seeweg über Skagen durch eine Verbindung zwischen Nord- und Ostsee zu verkürzen. Letztendlich wurde der Bau des Kanals durch das Reichsgesetz vom 16. März 1886 verordnet.

Diese neue Verbindung sollte dann eine Einsparung von 243 Seemeilen (ca. 450 km) bedeuten. Die Kosten wurden mit 156 Mio. Reichsmark veranschlagt.

Die Bauarbeiten begannen bereits im Frühjahr des darauffolgenden Jahres, und schon acht Jahre danach wurde der Kanal vom 19. bis 22. Juni 1895 durch Kaiser Wilhelm II. mit feierlichen Zeremonien seiner Bestimmung übergeben.



Abb. 1: Seeweg und Nord-Ostsee-Kanal



Abb. 2: Kanalbauarbeiten bei Grünenthal

Da der technische Fortschritt vor der Jahrhundertwende vom 19. zum 20. Jahrhundert noch nicht entwickelt war, wurden für die Arbeiten insbesondere zahlreiche Facharbeiter eingesetzt. So ist der Chronik zu entnehmen, dass im Jahr 1892 – in der intensivsten Ausbauphase – etwa 8.900 Arbeiter auf der gesamten Strecke beschäftigt waren. Zur Unterbringung dieser Arbeiter waren an zahlreichen Orten Baracken aufgestellt.

Heute gilt der Nord-Ostsee-Kanal, der international auch als Kiel-Canal bezeichnet wird, als eine der am meisten befahrenen künstlichen Wasserstraßen der Welt. So wurden im Jahr 2012 nahezu 35.000 Schiffspassagen (ohne Sportboote) registriert. Für den Suez-Kanal wurden 17.800 (2010), für den Panama-Kanal lediglich 14.700 (2011) Schiffe gezählt, wobei dort natürlich die transportierten Gütermengen wesentlich größer als im Nord-Ostsee-Kanal sind.

2. Die Kanalquerungen

Durch den Bau des Nord-Ostsee-Kanals wurden einige wichtige Verkehrsverbindungen in Schleswig-Holstein unterbrochen. So mussten an den wichtigsten Landwegen und Eisenbahnstrecken Brücken gebaut und Fährstellen eingerichtet werden. Insgesamt wurden seinerzeit

- zwei kombinierte Eisenbahn- / Straßenbrücken (Grünenthal und Levensau),
 - vier Drehbrücken,
 - eine Prahm-Drehbrücke (aufklappbare Schwimmbrücke) sowie
 - 14 Fährstellen
- hergestellt.

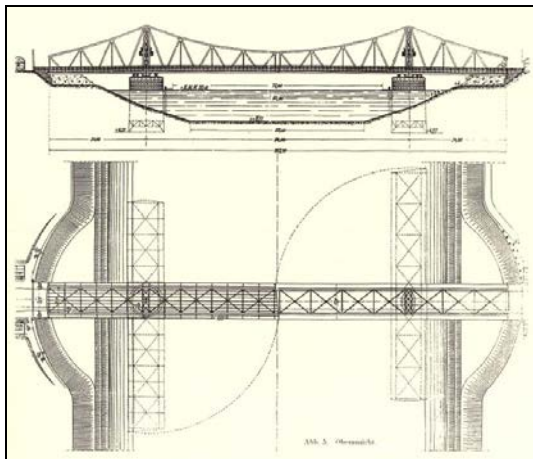


Abb. 3: Drehbrücke bei Osterrönfeld



Abb. 4: Prahmdrehbrücke in Kiel-Holtenau

Da dem Schiffsverkehr Vorrang einzuräumen war, stellte sich bei den beweglichen Konstruktionen recht bald heraus, dass sie aufgrund ihrer häufigen Öffnungszeiten zu nicht mehr vertretbaren Behinderungen des querenden Straßenverkehrs führten. So wurde die Prahm-Drehbrücke bei Knoop bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts durch die 1. Holtenauer Hochbrücke ersetzt, die 1912 fertiggestellt wurde und außer dem Kfz-Verkehr auch der früheren Straßenbahnlinie 4 als Kreuzungsbauwerk diente.

Weiterhin wurde z.B. als Ersatz für die beiden Osterrönfelder Eisenbahndrehbrücken (Kanal-km 61,9 alt) die bekannte Rendsburger Eisenbahnhochbrücke mit Schwebefähre erstellt, die 1913 eingeweiht wurde.

Die letzte bewegliche Brücke über den NOK stellte ihren Betrieb erst 1961 mit der Eröffnung des Kanaltunnels ein, der ausschließlich für den Kfz-Verkehr gewidmet wurde. Für Fußgänger und Radfahrer wurde von 1962 bis 1965 ein separater Tunnel gebaut.

Bemerkenswert ist, dass alle genannten Einrichtungen und deren späterer Ersatz sich in der Baulast des Bundes (BMVI, Abteilung Wasserstraßen) befinden und durch die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes betreut werden. Das betrifft auch die Tunnelbauwerke und die Eisenbahnbrücken.

(Anmerkung: Die Baulast des Rendsburger Straßentunnels wird nach Abschluss der Tunnelsanierung auf die Straßenbauverwaltung übergehen; die Baulast der 1. Holtenauer Hochbrücke hat bereits gewechselt.)

Brückenbauwerke, die zu einem späteren Zeitpunkt gebaut worden sind, weil das gestiegene Verkehrsaufkommen über neue Fernverkehrsstrecken abgewickelt werden sollte, befinden sich ebenfalls in der Baulast des Bundes (BMVI, Abteilung Straßenbau), werden aber durch die Straßenbauverwaltung des Landes Schleswig-Holstein im Auftrag des Bundes betreut. Im Einzelnen sind das die folgenden Bauwerke:

- die Hochbrücke Brunsbüttel im Zuge der B 5,
- die Hochbrücke Hohenhörn im Zuge der A 23,
- die Rader Hochbrücke im Zuge der A 7,
- die Neue Levensauer Hochbrücke im Zuge der B 76 sowie
- die 2. Holtenauer Hochbrücke („Olympiabrücke“) im Zuge der B 503.

Eine Übersicht aller bestehenden festen Kanalquerungen zeigt die nachfolgende **Tabelle**.

Ort	Kkm	Verkehrsweg	Länge [m]	Freigabe	Konstruktion
Brunsbüttel	6,12	B 5	2831	1983	im Kanalfeld Stahlfachwerkbrücke
Hohenhörn	24,88	A 23	390	1989	Stahlhohlkasten
Hochdonn	18,77	Bahn	2.218	1920	Fachwerk-Schwebeträger
Grünental	31,11	L 316 + Bahn	405	1986	Stahlfachwerkbrücke
Rendsburg	62,66	Bahn	2486	1913	Stahlkonstruktion
Rade	68,11	A 7	1491	1972	Stahlvollwandträger
Levensau (alt)	93,47	K 27 + Bahn	180	1894	Fachwerkbogen
Levensau (neu)	93,58	B 76	365	1983	Stahlhohlkasten
Kiel-Holtenau (Prinz-Heinr.-Br.)	96,58	B 503	518	1996	Stahlhohlkasten
Kiel-Holtenau (Olympiabrücke)	96,62	B 503	518	1972	Stahlhohlkasten

Tab. 1: Brücken über den Nord-Ostsee-Kanal

Alle Schiffe mit einer Höhe bis zu 40 m über Kanalwasserstand können die Brücken passieren. Einschließlich einer Reserve von 2 m muss damit seit jeher eine lichte Höhe von 42 m zur Verfügung gestellt werden; dieser Wert gilt heute noch.



Abb. 5: Hochbrücke Brunsbüttel



Abb. 6: Rader Hochbrücke

In der **Tabelle 2** sind die kreuzenden Tunnelbauwerke aufgeführt.

Ort	Kkm	Verkehrsweg	Länge [m]	Bauzeit	Bauweise
Rendsburg	60,8	B 77	640	1957 - 1961	Absenktunnel
Rendsburg	61,4	Rad- u. Gehweg	131	1962 - 1965	Schildvortrieb

Tab. 2: Tunnelbauwerke



Abb. 7, 8, 9: Fußgängertunnel Rendsburg (Zugangsgebäude, Rolltreppe, Tunnelröhre)

Zurzeit sind immer noch 14 Kanalfähren in Betrieb; Näheres dazu ist der nachfolgenden **Tabelle** zu entnehmen.

Ort	Kkm	Verkehrsweg	Art	Anzahl / Tragf.
Brunsbüttel	2,10	Gemeindestr.	freifahrend	2 / 100 t
Ostermoor	4,37	L 138	freifahrend	1 / 45 t
Kudensee	7,40	L 276	freifahrend	1 / 45 t
Burg	14,85	L 135	freifahrend	1 / 45 t
Hochdonn	19,08	L 327	freifahrend	1 / 45 t
Hohenhörn	24,03	L 132	freifahrend	1 / 45 t
Fischerhütte	35,60	L 131	freifahrend	1 / 45 t
Oldenbüttel	41,15	L 308	freifahrend	1 / 45 t
Breiholz	49,95	L 126	freifahrend	1 / 45 t
Rendsburg	62,66	Gemeindestr.	Schwebefähre *)	1 / 45 t
Schacht-Audorf	65,31	L 47	freifahrend	2 / 45 t
Sehestedt	75,33	L 293	freifahrend	1 / 45 t
Landwehr	86,78	L 194	freifahrend	1 / 45 t
Kiel-Holtenau	97,32	Kiel	freifahrend	1 / 25 Personen

*) Anmerkung: Aufgrund der Zerstörung der Schwebefähre wird bis auf Weiteres zeitlich begrenzt eine Personenfähre eingesetzt.

Tab. 3: Fahren über den Nord-Ostsee-Kanal

Die Kanalfähren wurden im Kanalbereich als Ersatz für wichtige Verbindungsstraßen eingerichtet. Der Betrieb obliegt der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung. Die Benutzung der Fähren ist unentgeltlich.



Abb. 10: Fahren Schacht-Audorf



Abb. 11: Eisenbahnhochbrücke Rendsburg mit Schwebefähre

3. Besonderheiten

Die **Hochbrücke Brunsbüttel** (Kanal-km 6,12) wurde im Sinne der Nachrechnungsrichtlinie überprüft. Sie ist ohne größere Verstärkungsmaßnahmen zukunftsfähig. Zurzeit werden unter anderem der Korrosionsschutz des Stahlfachwerkes erneuert sowie eine Instandsetzung der Fahrbahnübergänge vorgenommen.

Der **Rendsburger Straßentunnel** (Kanal-km 6,1) wird seit 2011 saniert. Dabei wird er sicherheitstechnisch aufgerüstet. Im Zuge der Sanierung wurden zahlreiche Mängel aufgedeckt, die bei der Vorbereitung der Maßnahme nicht erkannt werden konnten. Deshalb kam es zu mehreren Bauverzögerungen. Die Fertigstellung der gesamten Sanierungsmaßnahme ist für das Jahr 2019 geplant. Im Anschluss daran wird die Zuständigkeit für den reinen Straßentunnel von der Wasserstraßen- zur Straßenbauverwaltung übergehen.



Abb. 12: Instandsetzungsarbeiten an der Hochbrücke Brunsbüttel



Abb. 13: Straßentunnel Rendsburg

Die **Rendsburger Eisenbahnhochbrücke** (Kanal-km 62,66) wurde in den vergangenen Jahren saniert und für die zukünftigen Bahnlasten verstärkt. Seit 1988 steht das Bauwerk unter Denkmalschutz. Die unter der Brücke angebrachte Schwebefähre wurde im Frühjahr 2016 nach einer Kollision mit einem Frachtschiff stark beschädigt und musste demontiert werden. Mittlerweile wurde entschieden, die Schwebefähre zu erneuern.

Die **Rader Hochbrücke** (Kanal-km 68,11) stand im Sommer 2013 im Blickpunkt der Öffentlichkeit, weil sie wegen Schäden an den Pfeilerköpfen längere Zeit für den Lkw-Verkehr gesperrt werden musste. Seither gilt sie neben der Leverkusener Rheinbrücke als Sinnbild für die mutmaßliche „marode“ Infrastruktur in Deutschland. Aufgrund der negativen Nachrechnungsergebnisse ist ein Neubau zwingend erforderlich. Die derzeitige Planung sieht einen Baubeginn im Jahr 2023 vor.



Abb. 14: beschädigte Schwebefähre



Abb. 15: Pfeilerkopfverstärkung Rader Hochbrücke

Die **Alte Levensauer Hochbrücke** (Kanal-km 93,47) ist die älteste Brücke, die den Kanal quert. Aufgrund ihres Alters von mehr als 120 Jahren und wegen der vorgesehenen Kanalverbreiterung ist ein Neubau geplant, der frühestens im Jahr 2018 beginnen soll. Bemerkenswert ist, dass die südliche Widerlagerkammer der alten Brücke erhalten bleiben wird und von der neuen Konstruktion überspannt werden soll, da sie deutschlandweit ein einzigartiges Fledermausquartier verschiedener Arten ist.



Abb. 16, 17: Levensauer Hochbrücke (Bestand und Neubauplanung)

Der stählerne Stahlhohlkasten der **Neuen Levensauer Hochbrücke** (Kanal-km 93,58) wurde am 07.12.2006 durch einen Schiffsanprall stark beschädigt, so dass die Brücke bis zum Abschluss der Reparaturarbeiten für den gesamten Kfz-Verkehr gesperrt bleiben musste. Zurzeit wird das Bauwerk im Sinne der Nachrechnungsrichtlinie überprüft.

Literaturverzeichnis

/1/ <https://de.wikipedia.org/wiki/Nord-Ostsee-Kanal#Querungen>

/2/ <http://www.nord-ostsee-kanal-info.de/faehren.html>

/3/ Schulz, Walter: Der Nord-Ostsee-Kanal; Eine Fotochronik der Baugeschichte; Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide in Holstein; 1986

/4/ Helms, Schröder, Tesár: Brücken über den Nord-Ostsee-Kanal / Faszination der Brückenbaukunst im Laufe der Zeit; Wasser- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau; 1995

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1, 17: Wasser- und Schifffahrtsverwaltung

Abb. 2: /3/

Abb. 3, 4: /4/

Abb. 5, 7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15: Richter (LBV-SH)

Abb. 6: shz.de

Abb.11: baunetzwerk.biz

Abb. 16: kn-online.de

VITA



Dipl.-Ing. Volker Richter

Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr
Schleswig-Holstein; Betriebssitz (Kiel)

Persönliche Daten

20.03.1956 geboren in Soltau

Schulbildung

Mai 1975 Abitur am neusprachlichen mathematisch-naturwissenschaftlichen Gymnasium Soltau

Bundeswehrzeit; Ausbildung

Juli 1975 – Juni 1987 Soldat auf Zeit bei der Bundeswehr

Juli 1975 – Sept. 1976 Grundausbildung, Offiziersausbildung, Truppenpraktikum

Okt. 1976 – Januar 1980 Studium des Bauingenieurwesens mit Vertiefungsrichtung „Konstruktiver Ingenieurbau“ an der Hochschule der Bundeswehr München (heute: Universität der Bundeswehr)

Februar 1980 – März 1987 Tätigkeit in der Bundeswehrinfrastruktur (Luftwaffenliegenschaften)

Beruflicher Werdegang

Straßenbauverwaltung Schleswig-Holstein

April 1987 – Mai 1989 Referendarausbildung, Große Staatsprüfung

Juni 1989 – Februar 1993 Leiter der Abteilung 3 „Baudurchführung Straße“ beim Straßenneubauamt Ost in Eutin

März 1993 – Februar 2010 Beigeordneter Dezernent für Bauwerkserhaltung im Dezernat Brückenbau / Konstruktiver Ingenieurbau im Landesamt für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein (mittlerweile Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein / LBV-SH); Vertreter des Dezernatsleiters

seit März 2010 Leiter des Dezernates „Konstruktiver Ingenieurbau, SIB, Vermessung“ im LBV-SH

Wie können unbemannte Flugsysteme die Bauwerksprüfung unterstützen? – Erste Erfahrungen –

Dipl.-Ing. Ralph Holst
Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)

Kurzfassung

Eine möglichst umfassende Zustandsbeschreibung der Brücken und sonstigen Ingenieurbauwerke ist die wichtigste Grundlage für eine systematische Erhaltungsplanung. Die visuelle, handnahe Prüfung nach DIN 1076 ist sehr zeit- und kostenintensiv und erfordert einen hohen Personaleinsatz. Zur Unterstützung dieser wichtigen Aufgabe ist untersucht worden, inwieweit der Einsatz unbemannter Flugsysteme hierfür einen wichtigen Beitrag leisten kann. Es hat sich gezeigt, dass diese Technik vor allem in schwer oder nur mit großem Aufwand zugänglichen Bereichen Vorteile bietet. Darüber hinaus können Ergebnisse von Prüfungen aus unterschiedlichen Jahren (teil-)automatisiert sehr schnell auf Veränderungen hin abgeglichen werden.

1. aktuelle Situation

Die Straßenverkehrsinfrastruktur und hierbei insbesondere die Brücken und sonstigen Ingenieurbauwerke sind in die Jahre gekommen und müssen umfangreichen Erhaltungsmaßnahmen unterzogen werden. Daher sind die finanziellen Mittel für Baumaßnahmen in erheblichem Maße angehoben worden und sollen auch zukünftig noch steigen. Dieses ist die Grundvoraussetzung für die notwendigen Erhaltungsmaßnahmen, sorgt aber allein nicht für neue oder grundhaft instandgesetzte Bauwerke.

Jetzt folgt die aus Sicht der Ingenieure weit anspruchsvollere Aufgabe, nämlich die „Baumaßnahmen unter Verkehr“. Neben den technischen Belangen einer Erhaltungs- oder Neubaumaßnahme muss gerade in Strecken mit hohen Auslastungsgraden dafür Sorge getragen werden, dass auch während der Baumaßnahmen die Leistungsfähigkeit der Strecke möglichst weitgehend erhalten bleibt oder Ausweichstrecken mit genügend „Restkapazitäten“ vorhanden sind. Somit entwickeln sich Maßnahmen an einzelnen Bauwerken immer mehr zu „Netzmaßnahmen“.

Damit diese unterschiedlichen Belange ausgewogen berücksichtigt und die Baumaßnahmen sowohl finanziell, als auch zeitlich auf das notwendige Maß reduziert werden können, ist eine frühzeitige und möglichst umfassende Zustandserfassung im Vorfeld zwingend notwendig.

2. Bauwerksprüfung nach DIN 1076

2.1 Grundsätzliches

Die visuelle, handnahe Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [1] hat sich in Deutschland bewährt. Aufgrund dieser Vorschrift, die für alle Baulastträger von klassifizierten Straßen gilt, sind alle Bauwerksteile von Brücken und sonstigen Ingenieurbauwerke alle 6 Jahre einer handnahen, visuellen Prüfung zu unterziehen.

2.2 Grenzen der bisherigen Vorgehensweise

Die Beschreibung der Prüfung als eine visuelle Prüfung zeigt das grundlegende Merkmal zur Erkennung eines Schadens auf: Er muss optisch erkannt werden können und somit schon in gewissem Ausmaß eingetreten sein.

Veränderungen, die sich im Inneren der Konstruktion, z.B. des Überbaus, abspielen oder konstruktive Schwachstellen, die nicht unmittelbar zu sichtbaren Auswirkungen geführt haben, werden im Allgemeinen nicht erkannt.

Ein zweites Merkmal der DIN 1076 ist, dass alle Bauwerke grundsätzlich im gleichen Umfang zu untersuchen sind. Ältere, geschädigte bzw. komplexe Bauwerke benötigen aber einen größeren Aufwand, um eine vollständige Zustandserfassung durchzuführen, als neue und einfache Konstruktionen. Damit sich das Prüfpersonal besser auf die „zuwendungsbedürftigen“ Bauwerke konzentrieren kann, ohne die Vorgaben der DIN 1076 bezüglich handnah und 6-jähriger Hauptprüfung zu vernachlässigen, bietet es sich, neue innovative Techniken zur Unterstützung der handnahen Prüfung einzusetzen.

3. Innovative Verfahren

3.1 Stand in der RI-EBW-PRÜF

Die aktuelle Fassung der RI-EBW-PRÜF[2] nennt (teil-)automatisierte Verfahren, die in der Bauwerksprüfung ergänzend eingesetzt werden können. Ein Verfahren ist der Tunnelscanner. Dieses Verfahren hat sich bewährt und ermöglicht die Erfüllung der Vorgaben der DIN 1076 unter reduziertem Eingriff in den Straßenverkehr, indem der Tunnel bzw. einzelne Fahrspuren in diesem nicht oder nur für eine geringe Zeit gesperrt werden müssen.

Aufgrund der positiven Erfahrung mit diesem System, sind gezielt weitere Untersuchungen mit neuen Zugangs- bzw. Erfassungstechniken durchgeführt worden, mit dem Ziel deren Praktikabilität für den Einsatz im Rahmen von Bauwerksprüfungen zu erkunden und zu verbessern.

So hat sich aufgrund eines Schadensfalls an den Seilen der Rheinbrücke Flehe (A 46) im Jahre 2006 ergeben, dort ebenfalls neue visuelle Erfassungstechniken einzusetzen. Dabei sind mit Hilfe von automatisierten Verfahren sowohl magnetinduktive Messungen, als auch Bildaufnahmen der Seiloberfläche durchgeführt worden. Somit konnten mögliche Schadstellen eingrenzt und die handnahe Bauwerksprüfung auf die kritischen Bereiche beschränkt werden.

3.2 Aktuelle Entwicklungen

Unbemannte Flugsysteme (Unmanned Aerial Systems (UAS)) sind seit geraumer Zeit in unterschiedlichen Bereichen, z.B. beim Militär und der Feuerwehr im Einsatz. Dabei reichen die Systeme von flugzeugähnlichen über „Nurflügel“-Systeme bis hin zu Cop-tern, die eher einem Hubschrauber, als einem Flugzeug ähnlichen. Auch die Größen und Gewichte sind dabei sehr unterschiedlich. In Japan werden z.B. sogenannte Drohnen mit mehr als 100kg Abfluggewicht eingesetzt, während auf der anderen Seite Cop-ter existieren, die die Größe einer Handfläche besitzen. Diese dienen aber eher dem Freizeitvergnügen, als dem professionellen Einsatz.

In den letzten beiden Jahren sind schon Einsätze von UAS an verschiedenen Bauwerken im Zuge von Straßen durchgeführt worden. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse waren wichtig für die Art des von der BAST durchgeführten Projektes und werden aus diesem Grund nachfolgend kurz dargestellt.

Neben Brücken gibt es im Zuge von Straßen weitere Ingenieurbauwerke, bei deren Versagen negative Folgen für Menschen und den Verkehr zu befürchten sind und deren Prüfung besondere Problemstellungen aufweist. So sind Verformungen an Stützwänden mit Natursteinverkleidung nur sehr schwer visuell ohne aufwändige Vermessungsverfahren zu erkennen.



Abb. 1 Beispiele für UAS (links/Mitte: BAST; rechts: Hallermann (Universität Weimar))

In einem Fall wurden vom thüringischen Landesamt für Bau und Verkehr Dritte beauftragt mit Hilfe von UAS und nachgelagerter digitaler Bildauswertung Veränderungen an einer neuen und für diesen Versuch präparierten Stützwand (Aufdoppelungen, Zwickelsteine entfernt) mit Natursteinverkleidung (Zyklopen-Mauerwerk) automatisiert zu erkennen und digital aufzubereiten (**Abbildung 2**).

Hierbei zeigte sich, dass die entfernten Zwickelsteine und die Aufdoppelungen von ca. 2,5 cm Stärke einwandfrei erkannt werden konnten. Das bedeutet, dass mit diesem Verfahren sehr schnell mit geringem bzw. keinem Eingriff in den Verkehr Verformungen einer sehr unregelmäßig gestalteten Stützwand sehr sicher erkannt werden können. Damit würden sich Mehrwerte für den Einsatz im Rahmen von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 ergeben.

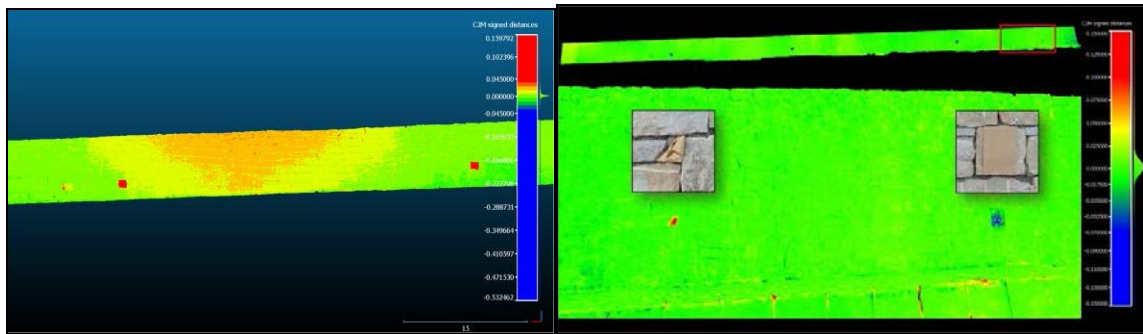


Abb. 2: Differenzbilder Stützwand- fiktive Verformung (DIV) – Aufdoppelungen (Universität Weimar)

Aufgrund dieser positiven Erfahrungen der grundsätzlichen Eignung für eine Unterstützung der Bauwerksprüfung, ergab sich die nächste Aufgabe herauszufinden, ob und wenn ja wie diese Systeme in die Bewertungssystematik gemäß RI-EBW-PRÜF eingepasst werden könnten. Daher wurde von der BAST ein Forschungsauftrag vergeben [3], um systematisch die Möglichkeiten und Grenzen dieser neuen Zugangs- und Erfassungstechnik zur Unterstützung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 erarbeiten zu lassen. Dabei sollten auch Fragen der Wirtschaftlichkeit mit untersucht werden.

Zuerst stellte sich die Frage, welche Schäden bzw. Mängel am Bauwerk grundsätzlich zuverlässig erkannt und möglichst automatisiert ausgewertet werden können. Basis hierfür bildet der Schadensbeispielkatalog der RI-EBW-PRÜF.

Es zeigte sich sehr schnell, dass folgende Fragen vorab bzw. während des Einsatzes auf jeden Fall zu klären sind:

- Welche Schäden sind an dem speziellen Bauwerk vorhanden/zu erwarten und welche davon können mit diesem System erkannt werden und welche nicht?
- Welche Strategie der Befliegung ist am zielführendsten unter Einbeziehung der örtlichen Randbedingungen (Lage, Größe, Form des Bauwerks, Wetter (Sonne, Wind))?
- Welche rechtlichen Vorgaben sind einzuhalten und welche Vorlaufzeit wird benötigt (Genehmigungen, Auflagen, Ausschlusskriterien, ...)?

Vorab wurde unter Einbeziehung eines Bauwerksprüfers und des UAS-Piloten eine Liste der Schäden, deren Erkennung möglich, teilweise möglich und nicht möglich erschien, erstellt. Diese Liste wurde zum Abschluss des Projektes überprüft und angepasst.

Zur praktischen Überprüfung dieser Einschätzungen wurden mehrere Befliegungen an unterschiedlichen Brücken durchgeführt. Zuerst erfolgte der Einsatz an einer Bogenbrücke in der Nähe von Bielefeld. Hierbei zeigte sich, dass eine klare und eindeutige Absprache zwischen dem Bauwerksprüfer und dem Flugoperator zwingend notwendig ist, damit sowohl die Flugroute optimiert werden kann, als auch ausreichend viele Bildaufnahmen an den richtigen Stellen mit der korrekten Ausrichtung erfolgen. Denn nur so können aussagekräftige Abwicklungen bzw. vollständige 3D-Darstellungen erstellt werden.

Die zweite Befliegung erfolgte an der Talbrücke Nuttlar (**Abbildung 3**). Hierbei handelt es sich um einen Neubau einer Talbrücke im Zuge der A46, bei dem die H1-Prüfung (Hauptprüfung zur Abnahme) kurz danach anstand. An diesem Bauwerk fallen die sehr hohen Pfeiler aus Stahlbeton-Rundstützen mit Verbundelementen aus Stahl auf. Die herkömmliche Prüfung dieser Pfeiler ist sehr zeit- und kostenaufwändig und wird zusätzlich durch die runde Formgebung erschwert. Der Einsatz eines UAS liefert mit geringem Aufwand sehr gute Detailbilder, z.B. von den Schweißnähten der Verbindungsrohre bzw. deren Einbindung in die Pfeiler.



Abb. 3 Talbrücke Nuttlar (Pfeiler und Versteifungselement) (TÜV)

Eine weitere Befliegung an der Europabrücke Koblenz zeigte neben technischen Herausforderungen auch den notwendigen Aufwand bezüglich rechtlicher Randbedingungen auf. Grundsätzlich dürfen Bundeswasserstraßen nicht überflogen werden. Außerdem befinden sich in der Nähe der Europa-Brücke zwei Krankenhäuser die mit Rettungshubschraubern angefliegen werden, und auch ein Polizeihubschrauber ist in der Nähe stationiert. Eine weitere Auflage war, dass der Verkehr auf der Europabrücke nicht durch den Einsatz des UAV abgelenkt werden durfte. Diese Randbedingungen hatten erheblichen Einfluss auf die Wahl und die maximale Höhe der Flugroute.

Neben der Befliegung der Brücke von außen sollte auch erkundet werden, inwieweit ein Einsatz auch im Inneren des Hohlkastens sinnvoll möglich ist (**Abbildung 4**). Der Hohlkasten der Europabrücke weist eine veränderliche Höhe auf. Daher ist der übliche Einsatz eines Rollgerüsts entsprechend aufwändig. Dieser Ansatz zeigte allerdings nicht die erhoffte erweiterte Einsatzmöglichkeit, da das UAS, trotz geändertem Fluggerät, zu einer zu großen Staubentwicklung und unzulässig hoher Lärmbelastung des Prüfpersonals im Hohlkasten führte. Solange diese Probleme nicht gelöst sind, scheint das übliche Verfahren mit Rollgerüst nach wie vor am sinnvollsten zu sein.



Abb. 4: Befliegung Europabrücke Koblenz (TÜV)

4. Rückschlüsse für praktischen Einsatz

4.1 technische Aspekte

Die Auswertung der drei Befliegungen an unterschiedlichen Brückenbauwerken mit verschiedenen Einsatzzielen zeigt ganz deutlich, dass mit dieser Vorgehensweise bestimmte Schadstellen bzw. Bauteile sehr gut und schnell erreicht, erkannt und dokumentiert werden können.

Nicht alle Voreinschätzungen bezüglich einer zielgerichteten Schadenserkennung haben sich als richtig erwiesen. Er gab dabei sowohl positive, als auch negative Veränderungen dieser Einschätzung.

Die elektronische Dokumentation von Schäden bzw. Veränderungen an Bauwerken/Bauteilen wird in Zukunft sicherlich eine deutlich größere Rolle spielen als heute. Denn damit lassen sich Schadensveränderung sehr effektiv darstellen, indem einfach „Differenzbilder“ von Aufnahmen aus unterschiedlichen Jahren erzeugt werden.

Technisch möglich ist es schon heute mit einer entsprechenden Anzahl von Aufnahmen eine 3D-Darstellung des Bauwerkes erstellen zu lassen, in die dann die Schäden verortet werden können. Dieses ist sicherlich nicht für alle Bauwerke notwendig und sinnvoll, kann aber bei Bedarf eingesetzt werden.

Für den praktischen Einsatz muss beachtet werden, dass die Kapazität der aktuell verfügbaren Akkumulatoren je nach Randbedingungen eine Flugzeit von 15-20 min erlaubt. Durch das Vorhalten mehrerer Akku-Pakete vor Ort kann diese Flugzeit verlängert werden; allerdings sind die Wechselzeiten mit einzubeziehen.

Daher erscheint es zurzeit am sinnvollsten das UAS nur für ganz bestimmte Fragestellungen einzusetzen, die mit bisheriger Vorgehensweise nicht oder nur mit sehr großem Aufwand beantwortbar sind oder für die es noch keine erprobte Vorgehensweise gibt (z.B. Gabionen-Wände).

4.2 rechtliche und wirtschaftliche Aspekte

Die Einsätze vor Ort haben gezeigt, dass diese Art der Bauwerksprüfung hohe Anforderungen an die Vorbereitung des Einsatzes nicht nur in technischer sondern auch in organisatorischer und rechtlicher Hinsicht stellt. Die Art und Weise der notwendigen Genehmigungen und möglichen Aufnahmen hängt sehr stark von der Erfahrung und dem

Wissen der beteiligten Genehmigungsbehörden ab. Zudem sind technische Regelungen und Vorschriften in Planung bzw. im Entstehen, die eine sinnvolle Trennung zwischen professionellem und Freizeiteinsatz ermöglichen werden.

Letztendlich muss sich zeigen, ob und für welche Fälle dieser Einsatz wirtschaftlich ist und von den Baulastträger bzw. den für die Baulastträger arbeitenden Ingenieurbüros und Firmen nachgefragt wird.

5. Fazit und Ausblick

Die ersten praktischen Erfahrungen haben die technischen Möglichkeiten dieser neuen Technik gezeigt und bestätigt.

Der Einsatz von UAS zur Unterstützung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 kann sehr sinnvoll und wirtschaftlich sein, wenn im Vorfeld die Aufgaben klar definiert und der Einsatz professionell vorbereitet und durchgeführt wird. Der Übergang in eine anerkannte Technik wird davon abhängen, ob sich von Seiten der Baulastträger aktuell und in der Zukunft „systemgerechte“ Anforderungen ergeben und welche Vorteile die Baulastträger für sich (Qualität) und ihr Prüfpersonal sehen (Arbeitserleichterung, ...).

Die Anforderungen an die Qualität und Aussagekraft der Zustandserfassung der Brücken und sonstigen Ingenieurbauwerke wird zukünftig noch steigen und dafür ist es wichtig den Baulastträgern unterschiedlichste, geeignete Instrumente an die Hand zu geben, diese Aufgabe bestmöglich zu erledigen. Der UAS-Einsatz kann ein wichtiger Bestandteil dieser Instrumente sein.

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, Deutsches Institut für Normung, Berlin, 1999
- [2] RI-EBW-PRÜF: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076, Bundesministerium für Verkehr Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2013
- [3] Gößmann, Rainer/Sperber, Martin: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie, Forschungsprojekt FE 15.602/2014/LRB im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln, 2016

VITA



BOR Dipl.-Ing. Ralph Holst

Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)

Referat „Grundsatzfragen der Bauwerks-
erhaltung“

Persönliche Daten

Name: Holst, Ralph
Geboren 22.07.1966 in Lübeck

Ausbildung

1989 - 1995 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Hannover,
Abschluss: Dipl.-Ing.
1998 – 2001 Referendariat im Landesamt für Straßenbau und Verkehr des
Landes Schleswig-Holstein, Abschluss: Bauassessor

Beruflicher Werdegang

1995 – 1999 Mitarbeiter im Ingenieurbüro Windels/Timm/Morgen, Hamburg
2001 - 2002 Dezernent im Dezernat „Straßenentwurf und Umweltschutz“
des Landesamts für Straßenbau und Verkehr des Landes
Schleswig-Holstein
Seit 07/2002 wissenschaftlicher Mitarbeiter im Referat „Grundsatzfragen der
Bauwerkserhaltung“ der Bundesanstalt für Straßenwesen
(BASt), Bergisch Gladbach

Kamerabefahrung von nicht begehbaren Hohl Pfeilern innen und Befliegung von außen

Reiner Ellwanger
Geschäftsführer Rese-Video e. K.



Kurzfassung: Kamerabefahrung

Mit dem RESE-Echtzeitkamarasystem stehen uns erstmalig die markanten Vorteile dieser Technologie für die Hohl Pfeiler, Schächte und Bauwerksinspektionen zur Verfügung.

Das Resultat ist eine komplette und schnelle optische Zustandserfassung von Hohl Pfeilern, Schächten und- Bauwerken.

Die lückenlose hochwertige digitale Aufnahme des 3D Scanners bietet die freie Verschwenkbarkeit der Blickrichtung im Pfeiler inneren.

Das System bietet weiterhin den Vorteil, einer digitalen Inspektionsaufzeichnung mit Protokollführung, über welche die einzelnen Stationen / Höhen jeder Zeit direkt angesteuert werden können.

Der zuständige Prüfungsingenieur muss sich im Anschluss einer Inspektion nicht mehr auf manuelle Angaben durch den Inspekteur vor Ort und eines Photos von „oben oder unten“ verlassen, sondern er kann vom „Schreibtisch“ aus sich „Live“ selbst vom Zustand des Bauwerkes überzeugen.

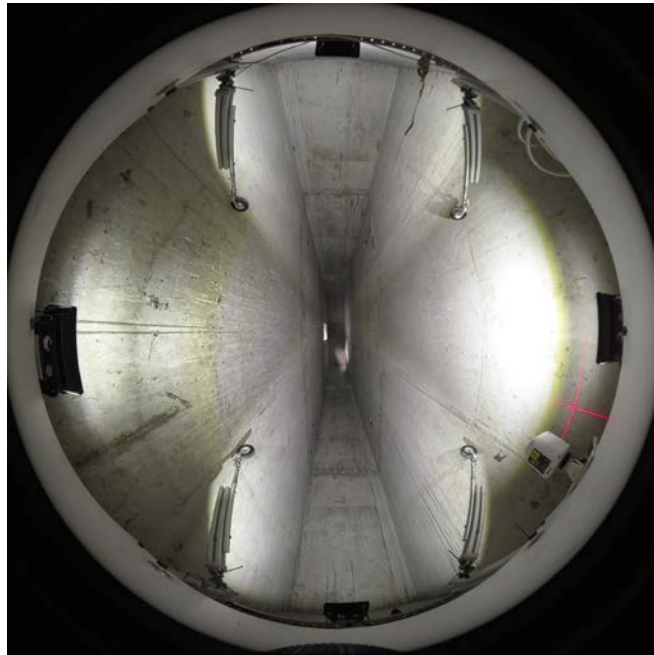
Der 3D-Scanner verwendet zwei hochauflösende Digitalkameras mit speziell für diesen Zweck entwickelten verzerrungsfreien Weitwinkelobjektiven, die das gesamte Pfeilerinnere in einer einzigen vertikalen Befahrung und in wenigen Sekunden optisch scannen. Die digital übertragenen Bilder stehen sofort live zur Verfügung.

Zusammenfassung

- Lückenlose Aufnahme des gesamten Hohl Pfeilers - Bauwerks
- Freie Verschwenkbarkeit der Blickrichtung
- Abwicklung der Innenwand des Hohl Pfeilers, die einen raschen Überblick über den Bauwerkszustand sowie das Ausmessen von Objekten / Auffälligkeiten auf der Pfeilerwand ermöglicht.
- Digitale Datenerfassung und -speicherung

Für die Durchführung dieser hochwertigen Inspektion ist unter anderem eine manuelle Begehung durch eine Person nicht mehr erforderlich.

Aufnahme vom inneren eines Brückenholpfeilers in 10 Meter Höhe



Kurzfassung: Hohl Pfeiler- Befliegung von außen

Auch eine regelmäßige und zielgerichtete Instandhaltung ist für die Sicherheit und lange Lebensdauer von Brückenpfeilern unerlässlich. Speziell schwer zugängliche Brücken konnten bisher nur mit sehr großem Aufwand überprüft werden.

Hier bietet die Flugrobotertechnik eine sinnvolle Alternative zu herkömmlichen Inspektionsmethoden.

Über eine Liveübertragung des Kamerabildes wird die Oberfläche systematisch abgeflogen.

Schadstellen können meist während des Fluges schon erkannt und im Detail aufgenommen werden. Das gewonnene Bildmaterial dient Fehlerklassifizierung und fließt in die Zusatzanalyse ein.





Herr
Reiner Ellwanger
RESE-VIDEO e.K.

Persönliche Daten

Name: Reiner Ellwanger
Geboren 10.03.1953 Rastatt BW

Ausbildung

1968 bis 1971 Lehre Kfz Mechaniker
1972 bis 1980 Ausbildung zum Helm- Berufstaucher bei der Bundeswehr / Marine

Beruflicher Werdegang

1972 bis 1980 Bundeswehr / Marine / 16 Monate Aufenthalt in Frankreich als Techn. Uffz. Indienststellung Neue Schnellboote für BRD, Taucher Sonderausbildung, Entwicklung Unterwasserkamerasysteme.

1980 bis 1986 selbständig in der Gastronomie

1986 bis 1996 Marketingleiter einer Tageszeitung in Baden-Baden

1996 bis 2000 Marketingleiter einer Werbeagentur in Karlsruhe

seit 2000 Hauptberuflich selbständiger Unternehmer im Bereich Video- undameratechnik

OSA – Klaffende Längsrisse in der Natursteingewölbelaibung einer Brücke (B19 bei Eisenach) – Ursachen, Prognose, Tragfähigkeitseinfluss –

Dipl.-Ing.(FH) Wilfried König
Freistaat Thüringen - Landesamt für Bau und Verkehr

1. Vorbemerkungen

Ein Bestandteil des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit (VDE) Nr. 15 war die Verlegung der Autobahn im Raum Eisenach auf eine neue Trasse nördlich der Höselsberge. Nach Fertigstellung dieser neuen Streckenführung der BAB A 4 als „Höselsbergumfahrung“ wurde die bisherige A 4 am 13.01.2010 zur Bundesstraße 19 abgestuft. Die vormals hochbelastete Ost-West-Verkehrsverbindung A 4, mit damals 45.000 KFZ(DTV), fungiert seitdem als quasi-Stadtautobahn mit einem Verkehrsaufkommen von gerade mal ca. 4.700 KFZ(DTV) mit 7% Schwerververkehrsanteil.



Abb. 1 + 2: geographische Einordnung des Bauwerks

In diesem Streckenabschnitt befindet sich auch ein eher unspektakuläres Bauwerk, das jedoch wegen extremer Risse in der Gewölbelaibung in den Focus der Bauwerkserhaltung gerückt ist.

Da im Rahmen der Bauwerkshauptprüfung keine eindeutige Klärung der Schadensursache und der Schadenseinflüsse auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks möglich war, wurde eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA) erforderlich.

Die Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING) beinhaltet den Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse, in dem es heißt: „ . . . Bei komplexen, schwerwiegenden oder unklaren Schadensbildern können über die Bauwerksprüfung hinausgehende detaillierte objektbezogene Schadensanalysen erforderlich werden, um einerseits zu einer genaueren Beurteilung von Schadensausmaß und -ursache sowie zu einer sicheren Schadensbewertung zu gelangen und andererseits geeignete Erhaltungsmaßnahmen festlegen zu können.“ Im Weiteren wird ausgeführt: „. . . Deshalb sollten generell alle Schadenssymptome und bereits ermittelte Schäden bei der Suche

nach der Schadensursache herangezogen werden. . . . Zur Beurteilung der Notwendigkeit zusätzlicher Untersuchungen ist auch die zeitliche Entwicklung der Schäden zu berücksichtigen.“

Dass die Recherche nach den Schadensursachen eine nicht nur technisch interessante Aufgabenstellung war, sondern sowohl die Erfolgsgeschichte der Deutsch-Deutschen Annäherung und der Wiedervereinigung berührt als auch zur Konfrontation mit der dunkelsten Phase der deutschen Vergangenheit geführt hat, war zunächst nicht zu erwarten.

2. Bauwerksbeschreibung und Bauwerksgeschichte



Gewölbebogen aus Sandsteinmauerwerk (Pirnaer Sandstein) mit unbewehrtem Aufbeton
Widerlager ab Kämpfer und Flügel aus Beton mit Natursteinverblendung,
Lichte Weite 10,00 m,
Lichte Höhe 8,75 m,
Bauwerksbreite Gesamtbauwerk (TBW 1+2) 38,70 m

Abb. 3: Seitenansicht des Bauwerks 5028575

Das Bauwerk wurde mit Bauvertrag vom 20.03.1939 von der Siemens Bauunion, Bauunternehmung Leipzig, errichtet. Am 22.11.1940 hat die Siemens Bauunion um Abnahme gebeten. Dass der Zweite Weltkrieg Europa und die gesamte Welt in Brand setzte, sollte auch für die Brücken im Zuge der Autobahn bei Eisenach von Bedeutung sein. So ist für die Gewölbebrücke keine Abnahme auf das Ersuchen hin nachweisbar. „Ob eine Abnahme erfolgte, kann nicht festgestellt werden.“ [1]

In einschlägigen Veröffentlichungen zur Baugeschichte der Autobahnen ist dazu zu lesen:

“. . . In den ersten Monaten, des am 01.09.1939 begonnen Krieges, wurden die Bauarbeiten noch planmäßig weitergeführt. Ab Mai 1940 wurden jedoch immer mehr Arbeiter von der Wehrmacht einberufen und von der Baustelle abgezogen. . . . Mit der Verschärfung der Kriegslage wurde der Autobahnbau im Frühjahr 1942 im gesamten Reich eingestellt. Die einzige Ausnahme bildete die Strecke zwischen Bad Hersfeld und Eisenach. Diese war bei Aufstellung der "Dringlichen Bauvorhaben im 3. Kriegswirtschaftsjahr" die Stufe 1 des Göring-Erlasses zugeteilt worden.“ [2]

Erst am 13.02.1942 hat die Reichsautobahnen Oberbauleitung Kassel die förmliche Abnahmebescheinigung für das Bauwerk ausgestellt. Aus einem Vermerk zur Abnahme geht hervor, dass das Bauwerk zu diesem Zeitpunkt bereits Risse im unteren Teil der Verzahnung der Dehnungsfugen und im Scheitel aufwies. Da die Abdichtung durch die Scheitelrisse geschädigt worden war, wurden durch die Baufirma Reparaturen am Bauwerk ausgeführt. **Die Rissbildung wurde auf „ . . . schlechten Baugrund. . . “ zurückgeführt.** [1]

Da im „behelfsmäßigen Brückenbuch“ vom August 1949 weitere Risse in den Flügeln und im Widerlager mit unklaren Ursachen aufgeführt sind, wurde die Recherche auf mögliche kriegsbedingte Schädigungen ausgeweitet. Dabei sollten die Geschichte der Stadt Eisenach und die damals dort angesiedelte Industrie von Bedeutung sein.

Nachdem Anfang der 1930er-Jahre BMW begann, in Eisenach neben Automobilen und Motorrädern auch Flugzeugmotoren zu fertigen, erfolgte 1936 die Gründung der BMW-Flugmotorenfabrik Eisenach. Auf Forderung des Luftfahrtministeriums wurde 1936/37 zur Tarnung und territorialen Trennung eine BMW Außenstelle am Dürrerhof für die Fertigung von Flugzeugmotoren errichtet. Diese Flugzeugmotorenfertigung, die nur wenige hundert Meter von der hier beschriebenen Gewölbebrücke entfernt lag, war **Ziel alliierter Luftangriffe.** [3] In unmittelbarer Nachbarschaft befanden sich Barackenlager, in denen Kriegsgefangene untergebracht waren. Die Werkhalle M war ein Außenlager des KZ Buchenwald mit dem Tarnnamen EMMA. Hier wurden zeitweilig KZ-Häftlinge gefangen gehalten.“ [4]+[5]

Da zum Kriegsende lediglich die nördliche Fahrbahn eingebaut war und während der deutschen Teilung sowie wegen der Grenznähe des Bauwerks die Ost-West-Verkehrsverbindung nur eingeschränkt genutzt werden konnte, schloss sich für das Bauwerk nach dem Zweiten Weltkrieg **eine lange Phase der asymmetrischen Nutzung an.** Erst nachdem der Verkehrsvertrag vom 17.10.1972 und am 21.06.1973 der „Vertrag über die Grundlagen der Beziehungen zwischen der BRD und der DDR“ in Kraft getreten war, entwickelte sich auch auf der Autobahn A 4 ein deutlich stärkeres Ost-West-Verkehrsbedürfnis. **So wurde 1975 die südliche Fahrbahn auch auf dem Bauwerk eingebaut.** Der gesamte bis dahin unvollständige Abschnitt der A 4 zwischen Hessen und Thüringen konnte mit beträchtlicher Bundesfinanzierung jedoch erst nach der Fertigstellung der Werrabrücke bei Hirschfeld ab 1984 genutzt werden.

Sowohl die Annahmen des Brückenbuches von 1949 als auch die nahezu lückenlos vorhandenen Bauwerksprüfbefunde bis heute beinhalten Formulierungen, die darauf schließen lassen, dass die Bestandsakten der Herstellung des Bauwerks den Ingenieuren/-innen der Bauwerksprüfung in der Zeit der Deutschen Teilung nicht in vollem Umfang zur Verfügung standen. Selbst die Bauwerksnachrechnungen von 1949 und 1969 stützten sich teilweise auf **Annahmen zur Geometrie und zu Baustoffkennwerten.** In allen Bauwerksprüfbefunden ist eine Zunahme der **Rissbildung** dokumentiert, **die auf mögliche Baugrundprobleme und die stark abgestuften Überschüttungshöhen des Dammes zurückgeführt wurden.** Das Bauwerk wurde mehrfach instand gesetzt und zur Aufnahme der vollen Verkehrsbreiten im nördlichen Gesimsbereich zu Beginn der 80er Jahre umgebaut.

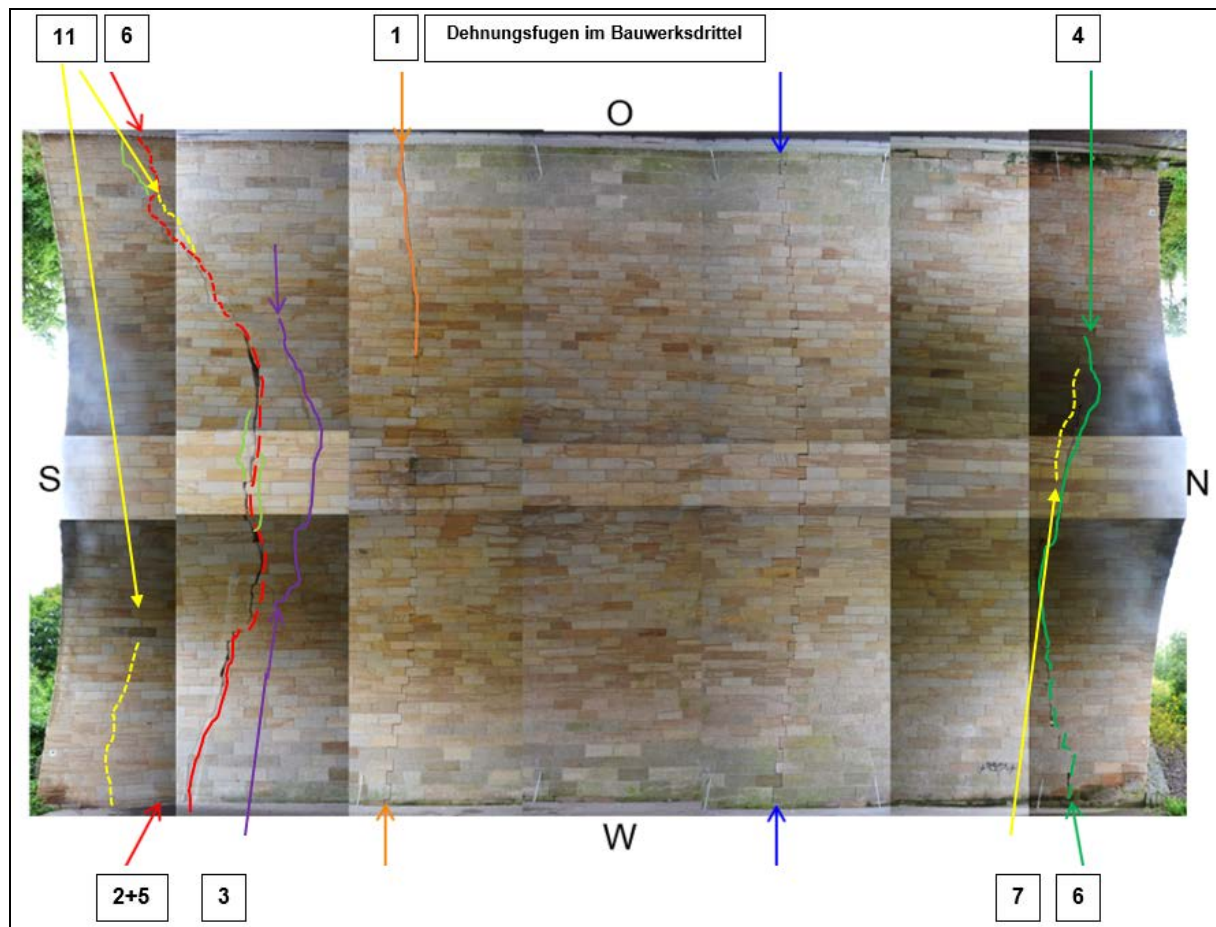


Abb. 4: Gewölbeuntersicht mit Darstellung des Rissbildes

Die Bauwerksprüfungen zeigten seit 1997 erneut eine erhebliche Risszunahme mit Steinabplatzungen. Zur genaueren Rissbeurteilung wurde ein Messsystem installiert. Die wesentlichen Rissbefunde und ihre zeitliche Einordnung sind in der **Abbildung 4** und in **Tabelle 1** dargestellt.

Tab. 1: zeitliche Einordnung der Rissbefunde

Datum	Quelle	Befund und Bezug zu Abb. 4
1942	Abnahme	(1) Dehnungsfuge unterer Bereich beschädigt
1949	HP-Befund zur Nachrechnung (BW-Buch)	(2) linkes Widerlager gerissen
1954	Nebenprüfung EP-Befund	(3) von Kämpfer bis Kämpfer gerissen
1957	Nebenprüfung EP-Befund	(4) von Kämpfer bis Kämpfer gerissen
1960	HP-Befund	(5) Risserweiterung im südl. Gewölbedrittel, Riss von Fundament bis über Scheitel
1963	HP-Befund	(6) Risserweiterung im südl. + nördl. Gewölbedrittel, durchgehender Riss Dehnungsfuge [1] neu ausgebildet (Steinaustausch) alle Risse mit Beton verpresst
1969	HP-Befund	(7) Parallelriss im nördlichen Gewölbedrittel
1981	SP-Befund	Rissverpressung von 1963 unverändert
1984	Nebenprüfung EP-Befund	Riss im nördlichen Drittel bis jeweils über 18. Steinreihe

2016	HP-Befund	Riss (2+5+6) durchgehend breit klaffend, Vermörtelung herausgebrochen, Steinabplatzungen bis 4 cm Riss (3) keine Veränderung seit 1963 (verpresst) neue Parallelrisse (11)
-------------	-----------	---

Parallel zu den Rissen in der Gewölbelaibung sind Risse in den Flügeln sowie eine Reihe anderer Schadensbilder in den Prüfbefunden dokumentiert, die an dieser Stelle jedoch keine weitere Beachtung finden sollen.

3. Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)

Aus der Bauwerksgeschichte und den Prüfbefunden zur Brücke ergeben sich verschiedene Vermutungen, Annahmen und Hinweise, die als Ursachen der Rissbildung in Frage kämen:

- Baugrundprobleme
- Kriegsschäden infolge von Bombardements
- asymmetrische Bauwerksnutzung und stark variierende Überschüttungshöhen.

Darüber hinaus hat sich in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts die Erkenntnis durchgesetzt, dass Temperaturspannungen bei der Tragwerksanalyse nicht zu vernachlässigen sind. Mit der deutlichen Verbesserung der Leistungsfähigkeit der Computersysteme ab den 1990er Jahren, sind auch diese Lastfälle in den Berechnungen beherrschbar und können als Schadensursache im Komplex der Einwirkungen betrachtet werden.

- Temperaturspannungen

Im Rahmen der OSA wurden die einzelnen Problemkreise untersucht und ab 2014 durch ein komplexes Untersuchungsprogramm bewertet.

Durch das mit der Gesamtbeurteilung beauftragte Ingenieurbüro DYNARDO GmbH Weimar wurde das Ingenieurbüro Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH mit der Baugrundbeurteilung und das Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar GmbH mit der Materialuntersuchung und den messtechnischen Begleituntersuchungen beauftragt.

3.1. Baugrundprobleme

Da aus den Bestandsunterlagen keine konkreten Baugrundbedingungen abgeleitet werden konnten, wurden durch das Ingenieurbüro Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH zur Erkundung des Baugrunds neben zwei Kernbohrungen bis auf 15 m Tiefe, zwei Sondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH 1/15 und DPH 2/15) ausgeführt. Deren Eindringtiefen lagen bei 4,8 m und 5,8 m unter GOK. Im Ergebnis der Gesamtbewertung der Untersuchungen der Bodenverhältnisse, der Gründung und der geologischen Gesamtbewertung kommt der Gutachter zu dem Schluss, dass „die vorhandene Bauwerksgründung als Ursache für die Risssschäden auszuschließen“ ist. [6] Die Tatsache, dass keinerlei vertikaler Rissufer- bzw. Fugenversatz erkennbar ist, unterstützt diese Einschätzung. Die ermittelten Bodenkennwerte wurden in die Simulationsrechnungen übernommen. (s. Abschnitt 3.4.)

3.2. Kriegsschäden in Folge von Bombardements

Am 11.09.1944 erfolgte durch die 8. USAF die Bombardierung des BMW Flugzeugmotorenwerkes Dürrerhof, das in nur geringer Entfernung zur Gewölbebrücke lag. [7] Von den abgeworfenen Bomben verfehlte eine große Anzahl das Ziel, so dass eine Auswertung der Luftbilder der alliierten Luftaufklärung durch das Landesamt für Bau und Verkehr erforderlich wurde.

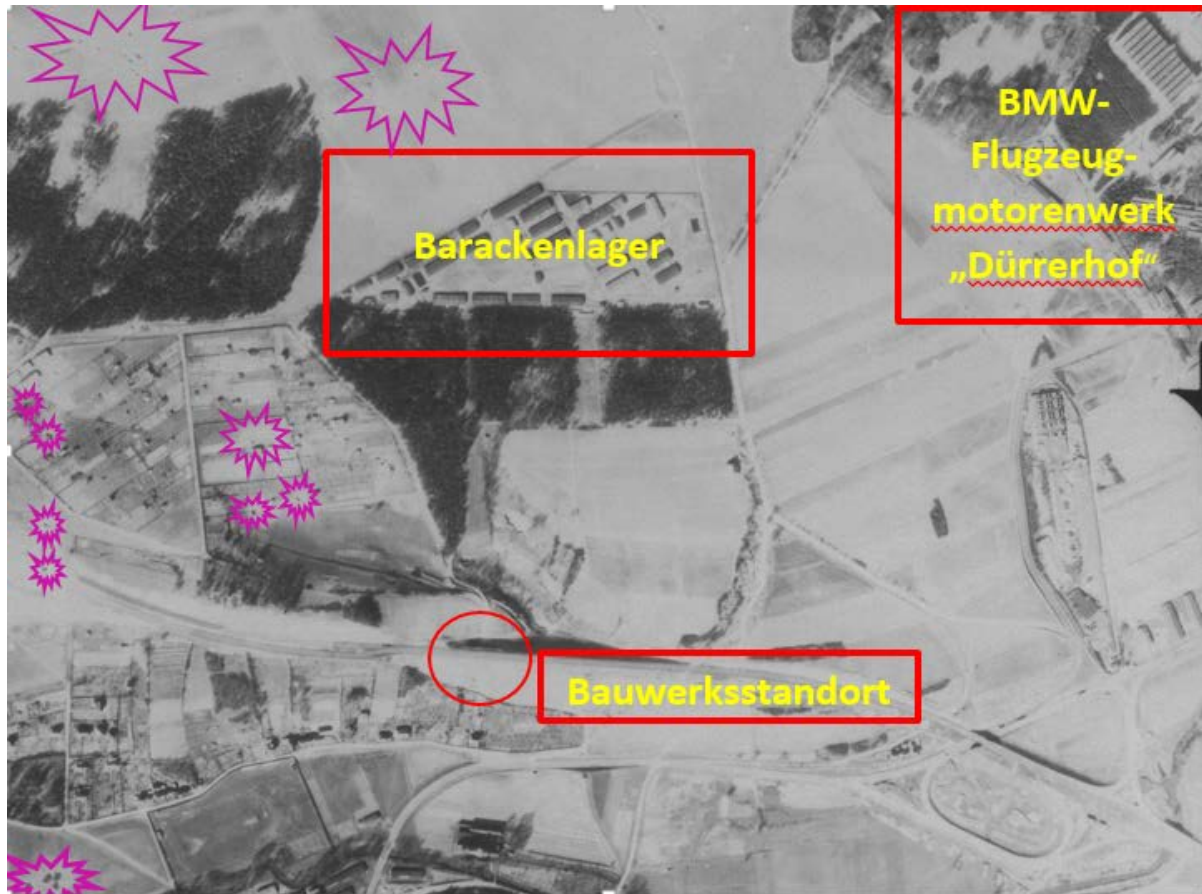


Abb. 5: Auszug aus Luftbild DLB_1945151_2053_pan.tif © GeoBasisDE / TLVermGeo [8]

Da ein unmittelbarer Treffer ausgeschlossen werden kann und die nächstliegende Detonationsstelle in ca. 300m Abstand zum Bauwerk zu verzeichnen ist, kommen **Kriegsschäden als Rissursache nicht in Betracht**.

3.3. Asymmetrische Bauwerksnutzung

Aus der **Abbildung 5** kann ebenfalls die eingeschränkte Bauwerksnutzung abgeleitet werden. Ca. 100 m westlich vom Bauwerk erfolgte eine Verziehung der Linienführung der genutzten Süd- auf die Nordfahrbahn. Im Vergleich zu dem nicht maßgeblichen Einfluss der unterschiedlichen Bauwerksnutzung wirkt sich Ost-West-Ausrichtung der Strecke und die sich daraus ergebende Südausrichtung der Böschung und der dazugehörigen Überschüttungshöhen des Gewölbes signifikant auf die Temperatureinwirkungen aus. Zur Beurteilung des Einflusses dieser asymmetrischen Bauwerksnutzung (Temperatur) wurden die unterschiedlichen Überschüttungshöhen im Rahmen der Simulationsrechnung (s. Abschnitt 3.4.) [9] berücksichtigt.

3.4. Asymmetrische Bauwerksnutzung und Temperaturspannungen

Durch das Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar GmbH wurde ein komplexes Messsystem zur Erfassung der Fugenbewegungen und der Rissbreiten sowie der Temperaturverläufe an mehreren Stellen des Bauwerks an der Bauteiloberfläche sowie in 20 cm und 60 cm Bauteiltiefe installiert.

Die Messungen der Rissbewegungen zeigen deutlich ein Öffnen der Risse im Winter und ein Schließen der Risse im Sommer. Schon diese Jahresganglinien der Rissbewegungen belegen klar deren Abhängigkeit von der Temperaturbeanspruchung des Bauwerks. Die aus der Aufzeichnung der Jahresganglinien der Bauteiltemperaturen und der Riss- und Fugenbewegungen abgeleiteten Erkenntnisse sowie die durch das Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar ermittelten Materialkennwerte fanden Eingang in die Simulationsrechnungen.

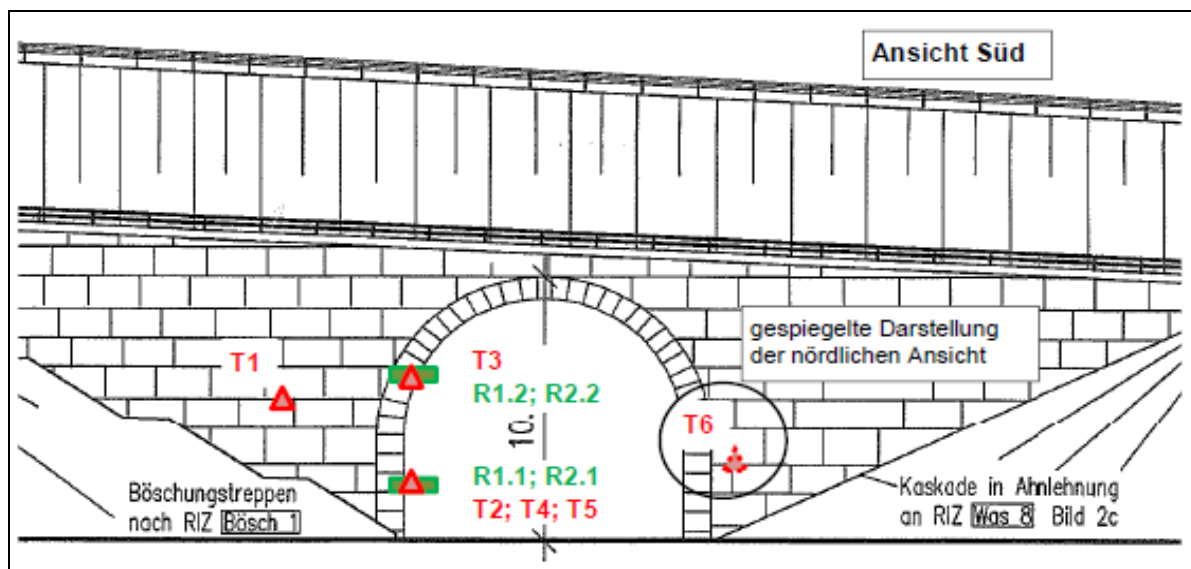


Abb. 6 a: Lage der Messstellen Ansicht Süd [10]

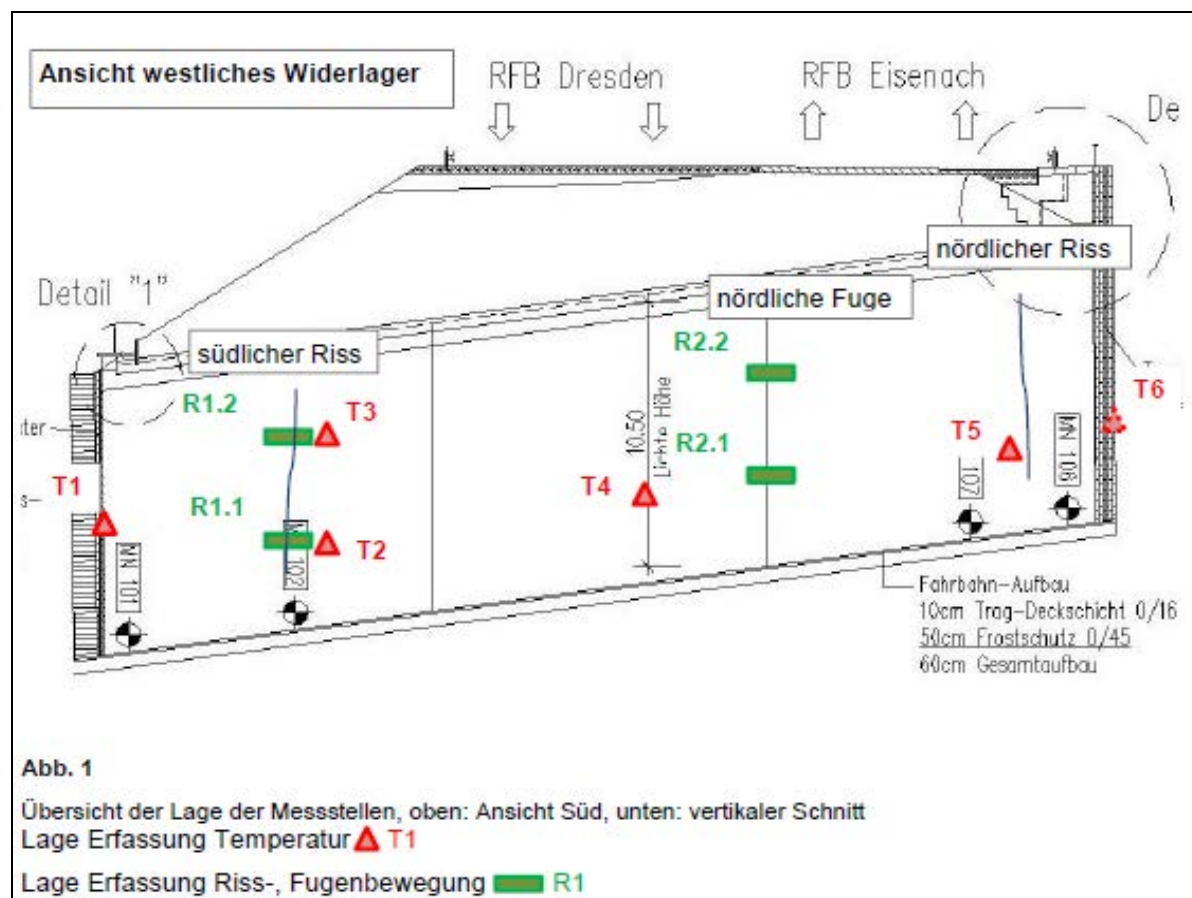


Abb. 6 b: Lage der Messstellen Ansicht westliches Widerlager [10]

Nachdem Baugrundprobleme und Kriegsschädigung als Ursache der Rissbildung in der Gewölbelaibung ausgeschlossen werden konnten, wurde durch die DYNARDO GmbH zur Identifizierung der Rissursache zunächst ein 3-dimensionales Modell zur realitätsnahen Erfassung von Belastungen und Widerständen modelliert.

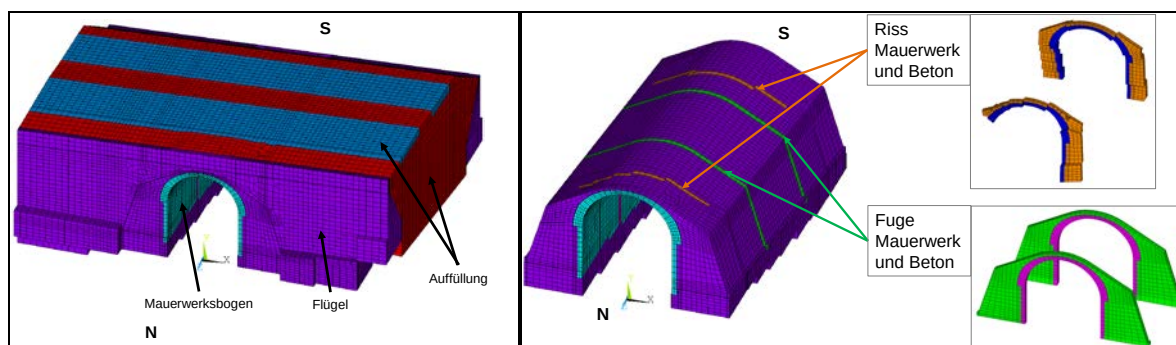


Abb. 7: 3-D Modell

Mit diesem Modell wurden mit den modernsten Methoden der numerischen Simulation auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) nichtlineare Berechnungen in ANSYS® durchgeführt. Diese beinhalten zeitabhängige Belastungen (thermische Beanspruchung), maßgebende Verkehrslaststellungen sowie ein nichtlineares Materialverhalten (Rissbildung) der einzelnen Baustoffe, wobei die Betonbauteile mit einem elastoplastischen Materialmodell nach Drucker-Prager, die Auffüllung nach Mohr-Coulomb und der Mauerwerksbogen mit einem orthotropen Materialmodell für regelmäßiges

Mauerwerk abgebildet wurden. Die Definition der Materialmodelle erfolgte über die von DYNARDO eigens implementierte elasto-plastische Materialbibliothek multiPlas in AN-SYS®. Durch diese realitätsnahe Berücksichtigung von Rissbildungen und den daraus resultierenden Lastumlagerungen im Bauwerk konnten Temperatureinwirkungen als Ursachen der Rissbildungen im Gewölbebogen identifiziert werden. Durch die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen kommt es in Bogen- bzw. Tunnellängsrichtung zu Zugbeanspruchungen sowie zu hohen Druckspannungen in Bogenrichtung. Die Tatsache, dass die Dicke der Auffüllung über dem Scheitel deutlich geringer ist als über den Kämpfer- und Widerlagerbereichen, verursachte zunächst ein „Aufwölben“ des Bauwerks in „Tunnelachse“ und damit die Rissbildungen von Kämpfer zu Kämpfer in den Jahren 1954 (Süden) und 1957 (Norden) (vgl. **Abbildung 4** Risse 3 und 4). Da die temperaturbedingten Volumenveränderungen des Hinterfüllungs- und Dammmaterials im Vergleich zum Gewölbe deutlich gedämpft und verzögert ablaufen, bauten sich im Weiteren durch jahreszeitlich bzw. abkühlungsbedingte „Verkürzung“ des Gewölbes Zugspannungen auf, die dazu führten, dass sich die Anrisse 3 und 4 analog zu einem klassischen Kerbfall bis in die Fundamentbereiche fortsetzten. Nachdem ab dem Jahr 1963 durch Verschließen der Risse das Bauwerk erneut „behindert“ wurde, die entstehenden Temperaturspannungen abzubauen, entstanden zwangsläufig neue Risse und Parallelrisse.

4. Prognose der Rissentwicklung und Standsicherheitsbeurteilung

Zur Prognose der künftigen Entwicklung der Standsicherheit (Tragsicherheit) der Gewölbebrücke wurde mit Hilfe der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen, der Materialkennwertuntersuchungen sowie der Auswertung der Messungen der Temperaturverteilungen und Verformungen im Jahresgang das dreidimensionale Finite-Elemente-Modell des Gesamtbauwerks prognosefähig kalibriert und mit den Messwerten abgeglichen. Der Abgleich des Berechnungsmodells mit den real gemessenen Werten erfolgte mit Methoden der Parameter- bzw. Systemidentifikation und zeigt eine gute Übereinstimmung der Verformungen und Temperaturverläufe. Das für die Prognoseberechnung verwendete Finite-Elemente-Modell berücksichtigt neben den beiden Arbeitsfugen auch die zwei prägnanten Längsrisse, sodass die aktuelle Bauwerkssituation in der numerischen Simulation abgebildet wird. Dass in den Dehnungsfugen und in den Rissen keine Zugkräfte übertragen werden können, wird in den nichtlinearen Materialmodellen entsprechend beachtet.

Mit dem so kalibrierten dreidimensionalen Prognosemodell wurde die nichtlineare Berechnung erneut durchgeführt. Hierbei wurden die Verkehrslast sowie eine Abfolge von sechs aufeinanderfolgenden Temperaturjahresgängen (jeweils 2 mittlere und 2 extreme Jahresgänge Sommer / Winter mit den Daten des Deutschen Wetterdienstes) angesetzt. Die Bewertung der Standsicherheit erfolgt unter Berücksichtigung der gültigen Normung sowie der Nachrechnungsrichtlinie.

Die Standsicherheit der Wegunterführung bei Eisenach konnte im aktuellen und im prognostizierten Zustand gegenüber den Lasteinwirkungen infolge Verkehrslast und Temperaturbeanspruchungen nachgewiesen werden. Diese Traglastanalyse mit nichtlinearen Materialmodellen hat gezeigt, dass die im Modell berücksichtigten Risse im Mauerwerk keinen Einfluss auf die Standsicherheit des Gesamtsystems haben. Vielmehr fungieren die Risse im Brückensystem als „quasi natürliche Dehnungsfugen“,

welche die thermisch bedingten Verformungen im Jahresgang zwängungsfrei abtragen können.

Gemäß den Berechnungsergebnissen sind infolge der thermisch bedingten Bauteilbewegung weitere Rissöffnungen zu erwarten, jedoch zeigt das Prognosemodell auch unter dem fortgeschrittenen Temperaturrissbild keine unmittelbare Gefährdung der Standsicherheit des Brückenbauwerks. Jedoch hat die Rissbildung einen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit und damit auf die Verkehrssicherheit für den unten liegenden Verkehrsweg, da es bei fortschreitender Rissbildung unter den hohen Druck- und Zugspannungen infolge der Temperatúrausdehnungen weiterhin zu Abplatzungen am Mauerwerk kommen kann.

5. Zusammenfassung der Ergebnisse der OSA

Die vorliegende OSA zeigt anschaulich, dass es bei der Schadensbeurteilung zwingend erforderlich ist, die Bauwerksgeschichte und die sich darin einbettende Schadensentwicklung genau zu betrachten. Bevor der Ersatz eines Bauwerks, Ertüchtigungsmaßnahmen oder umfangreiche Instandsetzungen ausgelöst werden, ist dringend eine qualifizierte Nachrechnung zu empfehlen, die sich heutzutage auf modernste Nachweis- und Simulationsverfahren stützen kann.

Für die Gewölbebrücke im Zuge der B 19 bei Eisenach hat die OSA ein eindeutiges Ergebnis geliefert.

- Die Risse sind auf Temperaturspannungen zurückzuführen. Sie sind im Grunde natürliche Dehnungsfugen.
- Die Standsicherheit des Gewölbes ist auch für ein Vielfaches der gegenwärtigen Verkehrslasten gewährleistet.
- Eine erneute Rissinstandsetzung/-verpressung ist kontraindiziert und würde zur weiteren Bauwerksschädigung führen.
- Um die Verkehrssicherheit für den unteren Verkehrsweg aufrechtzuerhalten, ist der Prüfumfang der künftigen Einfachen Prüfungen nach DIN 1076 zu erweitern. Bei allen HP und EP ist künftig die handnahe Prüfung der Rissflanken erforderlich, da locker werdende Bruchstücke (Steine und Mörtel) herabfallen könnten.
- Für eine künftige Bewertung der Veränderungen am Bauwerk ist eine Dokumentation der Rissverläufe und Rissbreiten an den installierten Messpunkten zur Erfassung der fortschreitenden Rissöffnung über mehrere Jahre sinnvoll. Die Ergebnisse sind mit der Prognoserechnung abzugleichen.

- /1/ Bauwerksarchiv Straßenbauamt Südwestthüringen: Abnahmebescheinigung für das Bauwerk Nr. 1422; Bauwerksakte der Brücke 5028575
- /2/ Jäger, Wolfgang: Dipl.-Ing.(TU). Arbeitsgemeinschaft Autobahngeschichte e.V.
http://www.autobahngeschichte.de/STRECKEN/A_4_Aachen_Gorlitz/A_4_Thuringer_Zipfel/a_4_thuringer_zipfel.html
(letzter Zugriff 15.08.2016)
- /3/ Rüstung im Weltkrieg: Ein Motorenwerk getarnt im Wald bei Eisenach vom 24.10.2015
<http://eisenach.thueringer-allgemeine.de/web/lokal/leben/detail/-/specific/Ruestung-im-Weltkrieg-Ein-Motorenwerk-getarnt-im-Wald-bei-Eisenach-1281905504>
(letzter Zugriff 28.07.2016)
- /4/ http://aussenlager.buchenwald.de/index.php?article_id=110
- /5/ Pressemitteilung: „Gedenkstein zur Erinnerung an KZ-Häftlinge und Zwangsarbeiter am Dürrerhof eingeweiht“ 1.09.06
http://www.eisenach.de/DetailansichtPressemitteilungen.2003.0.html?&no_cache=1&tx_ttnews%5Btt_news%5D=188&cHash=fa696b2ce031be9e03cbe61581dfab8d
(letzter Zugriff 14.07.2016)
- /6/ Ingenieurbüro Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH: Geotechnischer Bericht
- /7/ Thüringer Allgemeine, Eisenach vom 24.10.2015: Rüstung im Weltkrieg: Ein Motorenwerk getarnt im Wald bei Eisenach
<http://eisenach.thueringer-allgemeine.de/web/lokal/leben/detail/-/specific/Ruestung-im-Weltkrieg-Ein-Motorenwerk-getarnt-im-Wald-bei-Eisenach-1281905504>
(letzter Zugriff 14.07.2016)
- /8/ Landesamt für Vermessung und Geoinformation, Geoinformationszentrum: Hohenwindenstraße 14, 99086 Erfurt; Luftbild DLB_1945151_2053_pan.tif; Befliegung vom 22.03.1945
- /9/ DYNARDO GmbH: Technischer Bericht „Bauwerksuntersuchungen und Prognoseberechnung zur Standsicherheit der Gewölbebrücke B19 , BW 0350-ASB-Nr. 5028_1_2 „Wegunterführung bei Eisenach“
- /10/Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung GmbH Weimar: Messprotokoll der Dauerüberwachung

VITA



Dipl.-Ing. (FH) Wilfried König

Freistaat Thüringen

Landesamt für Bau und Verkehr

Dezernat Ingenieurbau

Persönliche Daten

Name: Wilfried König

Geboren am 02.04.1957 in Großbartloff / Eichsfeld

Ausbildung

1975	Abitur
1978	Facharbeiter für Straßenbautechnik
1981	Bauingenieur Dipl.-Ing. (FH) Bauingenieurwesen / Fachrichtung Brückenbau Ingenieurschule für Verkehrstechnik Dresden
1986	Fachingenieur für Brückenprüfung und Instandhaltung Hochschule für Verkehrswesen Dresden
1986	Fachingenieur für Bautenschutz Technische Hochschule Leipzig

Beruflicher Werdegang

1981 bis 1991	Planung, Vorbereitung und Bauleitung im Straßenbau / Tiefbau / Ingenieurbau verschiedene Verwaltungen und Unternehmen in Deutschland und Ghana
1991 bis 2015	Dezernatsleiter Bauwerkserhaltung Straßenbauverwaltung Thüringen
Seit 2015	Dezernatsleiter Ingenieurbau Landesamt für Bau und Verkehr Thüringen

**Tragfähigkeitsanalyse an einem bauzeitlich zu verbreiternden
Autobahnbauwerk**
*zwecks Realisierung einer 4+0-Verkehrsführung während
des grundhaften Ausbaus der Autobahn*

Dipl.-Ing. Kay Degenhardt
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

Kurzfassung

Auf Grund umfangreicher Tragfähigkeitsanalysen und messtechnischer Untersuchungen konnte für ein Bauwerk in Form eines einfachen Plattendragwerks kleiner Stützweite das angedachte Ausbaukonzept der Autobahn für eine bauzeitliche 4+0-Verkehrsführung sicher und zuverlässig bestätigt werden. Die Untersuchungen zeigten, dass das Bauwerk signifikante Tragfähigkeitsreserven besitzt. Dadurch gelang letztendlich der Nachweis für den temporär erhöhten Lastabtrag unter Beachtung der angepassten Bauwerksgeometrie. Zusätzliche Maßnahmen am Bestand oder die Errichtung einer separaten Behelfsbrücke mit den damit verbundenen verkehrlichen Einschränkungen wurden somit entbehrlich.

1. Anlass der Untersuchung

Baustellenverkehrsführungen auf Autobahnen führen zumeist zu einer signifikanten Verdichtung der Fahrzeugfolge und lassen damit eine nicht unerhebliche Vergrößerung der Verkehrseinwirkungen gegenüber der planmäßigen Nutzung erwarten. Dies trifft umso mehr zu, je größer der Schwerverkehrsanteil einer Strecke ist. Aus diesem Grund bedarf es insbesondere bei der Nutzung älterer Bauwerke gesonderter Überlegungen; vgl. /1/.

Einer dieser hoch belasteten Schwerverkehrsstrecken im Land Brandenburg ist die Autobahn (A) 12, die vom Berliner Ring bis zur Bundesgrenze Deutschland/Polen bei Frankfurt (Oder) verläuft.

Die A 12 ist heute Bestandteil der transeuropäischen Magistrale Paris - Berlin - Warschau - Moskau und wurde ursprünglich 1937 unter dem Namen Reichsautobahn-Nr. 8 eröffnet. Es handelt sich somit um einen der ältesten Autobahnabschnitte in Deutschland.

Die Autobahn wird täglich durchschnittlich von ca. 43.000 Kraftfahrzeugen genutzt, Tendenz stark steigend. Der SV-Anteil beträgt rund 41 %.

Seit 1992 wird die ca. 58 km lange Autobahn sukzessive 4-streifig mit Standstreifen grundhaft ausgebaut und die darin enthaltenen Bauwerke werden erneuert. Die Erneuerung erfolgte bis zum Jahr 2008 jeweils wechselseitig mittels 2+0-Verkehrsführung.

Für die Bestandsbauwerke ergab sich durch die 2+0 - Verkehrsführung beim Ausbau keine signifikante Veränderung der Belastungssituation. Dies änderte sich erst mit der Festlegung, für den Ausbau der letzten 17 km vom Autobahndreieck (AD) Spreeau bis

Höhe der Rauener Berge bei Fürstenwalde (Spree) für den gesamten Bauzeitraum immer zwei Fahrstreifen je Fahrrichtung für die Verkehrsteilnehmer bereitzustellen.

Im ausstehenden Ausbauabschnitt befanden sich noch vier Autobahnbauwerke aus dem Jahr 1936. Alle Bauwerke waren ursprünglich für die 24 t-Dampfwalze bemessen und aktuell in die Brückenklasse (BK) 30/30 nach DIN 1072/85 eingestuft. Die zwei größten Bauwerke hatten eine Stützweite von je 10,70 m. Dazu kamen noch zwei kleinere, überschüttete Bauwerke, deren Betrachtung sich jedoch in der Folge als relativ problemlos erwies.

Bei den zwei "großen" Bauwerken mit den internen BW-Nr. 4 und 5 handelte es sich um nahezu baugleiche, einfache Plattentragwerke. Der Kreuzungswinkel von Bauwerk 4 betrug 100 gon. Bauwerk 5 lag im Kurvenradius der Autobahn mit einseitiger Querneigung (Sägezahnprofil) und war mit 91 gon etwas schiefwinklig. Der Bauwerkszustand der beiden Bauwerke war befriedigend bis ausreichend. Die zustandsbestimmenden Schäden befanden sich ausschließlich im Bereich der Beläge, der Schutzeinrichtungen und der Unterbauten. Die Plattentragwerke (Überbauten) selbst waren in einem guten Zustand.

Die ursprüngliche Festlegung der Ausbaureihenfolge für eine 2+0 Verkehrsführung mit Ausbaubeginn auf der rechten Richtungsfahrbahn erfolgte schon recht frühzeitig im Planungsstand. Im Jahr 2008 erfolgte dann die neue Festlegung. Nunmehr sollte zunächst die bestehende linke Richtungsfahrbahn für die Aufnahme einer 4+0-Verkehrsführung provisorisch verbreitert werden. Mit der neuen Festlegung waren nunmehr auch bauwerkseitig vertiefte Überlegungen anzustellen.

Der Bau von Behelfsbrücken mit der Variante einer Aufspaltung der linken Richtungsfahrbahn erwies sich aufgrund des fortgeschrittenen Genehmigungs- und Planfeststellungsverfahrens sowie schlechter Erfahrungen beim Ausbau der A 13 von Berlin nach Dresden - insbesondere für den genehmigungspflichtigen Großraumverkehr - als nicht zielführend. Deshalb sollte die gesamte Fahrbahn auch auf den verbleibenden Bauwerken auf 12,00 m verbreitert werden. Die Bauwerksverbreiterungen sollten durch temporäre Anbauten realisiert werden.

Am problematischsten erwies sich dabei das Bauwerk 5 - die Brücke im Zuge der A 12 über die Kreisstraße 6751. Ein Nachweis für BK 30/30 für den Verbreiterungsfall war hier im Gegensatz zu den anderen Bauwerken nicht zu erbringen. Grund war die - im Gegensatz zum sonst baugleichen Bauwerk 4 - wesentlich geringere Konstruktionshöhe. Der Unterschied war auf das Sägezahnprofil der Autobahn in diesem Bereich zurückzuführen. Auch stellte sich zunehmend die Frage, ob der Ansatz einer BK 30/30 grundsätzlich für die Aufnahme eines 4+0-Verkehrs auf der hochbelasteten Strecke noch richtig ist.

2. Bestandsaufnahme und Voruntersuchungen/-überlegungen

Für das Bauwerk 5 erfolgte zunächst eine umfangreiche Bestandsaufnahme. Insbesondere mussten die vorhandene Konstruktionsgeometrie der Fahrbahnplatte, die Betongüte und die Stahlbewehrung in Güte, Form, Lage und Beschaffenheit eindeutig bestimmt werden. Dies ließ sich mittels Kernbohrungen, umfangreicher Profometermessungen, partiellem Aufbruch und Freilegen der unteren Trag- und Querbewehrung und entsprechender Bauwerksvermessungen problemlos realisieren.

Im Ergebnis konnte eine Konstruktionshöhe von max. 80 cm - anstelle der lt. ursprünglicher Statik angegeben 83 cm -, eine Betongüte im Grenzbereich zwischen B 25 und B 35 und eine glatte Trag- und Querbewehrung analog einem Betonstahl BSt 22/34 nach DIN 488 mit einer Streckgrenze von $R_e = 220 \text{ N/mm}^2$ bestätigt werden.

Aufgrund prognostizierter Setzungen sollte die Verbreiterung durch einen direkten Anbau an das Bestandsbauwerk erfolgen, ohne jedoch Anbau und Bestandsbauwerk fest mit einander zu koppeln. Für das Bestandsbauwerk hieß das, dass rechnerisch zukünftig von einer Verkehrsbelastung unmittelbar am freien Plattenrand auszugehen war. Die Biegetragfähigkeit in Feldmitte am Plattenrand wurde für diesen Belastungsfall unter Ansatz der BK 30/30 um 6 % überschritten und in einem eng begrenzten Bereich der stumpfen Ecke am Bauwerksrand waren Defizite zur Abdeckung der Schubtragfähigkeit zu verzeichnen.

Aufgrund der aufstrebenden Thematik zur Brückennachrechnung wurden neben den Verkehrseinwirkungen für BK 30/30 zusätzlich noch mögliche Lastkonstellation für ein Sattelschlepperfahrzeug analog Zeile 3 der Tabelle 10.4 nach /2/ bzw. des sogenannten Typs 98 nach /3/ und eines 48-Tonnen Kranfahrzeuges mit 4 Achsen betrachtet. Für den ungünstigsten Ansatz von zwei nebeneinander angeordneten 48-t Kränen ergab sich eine maximale Auslastung des Bestandsbauwerks von 113 %.

Die normenmäßig ermittelten Überschreitungen konnten allesamt noch als moderat eingeschätzt werden und lagen zudem weit über dem theoretischen Bruchzustand. Deshalb galt es eine Abwägung der möglichen Verfahrenswege vorzunehmen.

1. Durch eine Verbindung des Anbaus mit dem Bestand könnte dieser verstärkt werden. Die Vorgehensweise birgt jedoch die Gefahr, dass aufgrund der nicht unerheblich prognostizierten Setzungen in den Bestand zusätzliche Zwangsspannungen eingetragen werden. Eine genaue und zweifelsfreie Abschätzung dieser Beanspruchung erwies sich jedoch als schwierig und hätte eine entsprechend aufwendige konstruktive Ausbildung der Verbreiterung zur Folge gehabt.
2. Die Unzulänglichkeiten einer separaten Behelfsbrücke wurden bereits beschrieben.
3. Durch eine genauere messtechnische Untersuchung und Analyse des Bauwerks wurde die Möglichkeit gesehen, weitere Tragfähigkeitsreserven zu aktivieren, so dass das Bauwerk wie geplant verbreitert und temporär für den bauzeitlichen Verkehr genutzt werden könnte.

Da am Bestandsbauwerk trotz der hohen Verkehrsbelastung und des hohen Bauwerksalters bisher augenscheinlich keine Tragfähigkeitsschäden am Überbau zu verzeichnen waren, erschien die dritte Variante durchaus angemessen zu sein.

3. Messkonzept

Die messtechnischen Untersuchungen und Überwachungen wurden in mehreren Phasen geplant, so dass gegebenenfalls jeder Zeit, vor allem aber im Falle kritischer Ergebnisse noch kontrolliert in den Prozess eingegriffen werden konnte.

In einer ersten und noch sehr frühen Phase wurde zunächst für das originäre Bauwerk in der bestehenden Form das Tragwerksmodell genau ermittelt. Die Vorgehensweise entspräche heute in etwa der Stufe 3 nach /2/. Hätten sich dann immer noch erhebliche Defizite ergeben, wäre eine abermalige Entscheidung über die weitere Vorgehensweise weiterhin möglich gewesen.

In einer zweiten messtechnischen Analyse nach der Verbreiterung und vor Inbetriebnahme der 4+0 Verkehrsführung wurde das tatsächliche Tragverhalten des dann verbreiterten Bauwerks nochmals verifiziert.

Eine dritte Phase sah vor, dass Bauwerk während der 4+0-Verkehrsführung kontinuierlich messtechnisch zu überwachen, um somit frühzeitig Veränderungen am Tragverhalten und gegebenenfalls Schädigungen erkennen zu können.

Die Phase 1 und 2 bestanden jeweils aus statischen und dynamischen Probelastungen mit einem 48-Tonnen Kranfahrzeug mit 4 Achsen. Weiterhin wurden mehrerer Hochfrequenzmessungen zur Erfassung des tatsächlichen Verkehrs durchgeführt. Die dritte Phase beschränkte sich dagegen hauptsächlich darauf, durch niederfrequente Messungen signifikante Veränderungen im Tragwerk - z.B. Änderung vom Zustand I in Zustand II - zu identifizieren.

Gemessen wurden sowohl die Durchbiegungen des Überbaus als auch die Dehnungen und Stauchungen der Fahrbahntafel und der z.T. freigelegten Tragbewehrung an mehreren, bemessungsrelevanten Punkten.

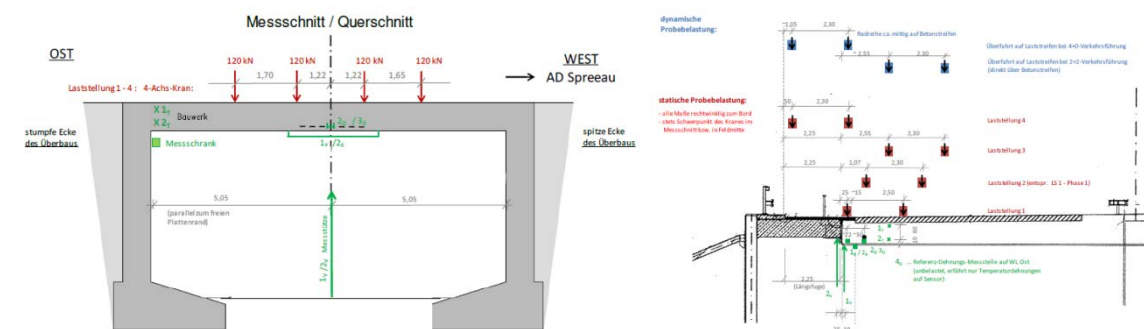


Bild 1: Messstellenplan Phase 2 nach I4/

Die Phase 3 beschränkte sich ausschließlich auf die Dehnungsmessungen.



Bild 2: Belastungsmessung Phase 2



Bild 3: Belastungsfahrzeug - 48 t - Kran

Die Probelastungen der Phase 1 und 2 erfolgten jeweils unter zu Hilfenahme kurzer Verkehrshalte durch die Polizei in verkehrsschwachen Zeiten.

4. Auswertung der Ergebnisse und Konsequenzen

Über die Messergebnisse der Phase 1 ließ sich für das Tragverhalten des Bauwerks eindeutig ableiten, dass anstelle eines einfeldrigen Plattentragsystems in Wirklichkeit ein rahmenähnliches Tragsystem mit stark verminderter Rahmen-Ecksteifigkeit vorliegt. Dieses Tragsystem hat zur Folge, dass in der Stahlbetonplatte bzw. im Riegel in x-Richtung nicht nur Biegemomente, sondern auch Längskräfte (Druckkräfte) auftreten /4/. Zurückzuführen ist dieses Tragverhalten vor allem auf die sehr breit ausgelegte Auflagerleiste der Fahrbahnplatte auf den Auflagerwänden von bis zu 50 cm. Der rechnerisch nicht berücksichtigte Kragarm und die Aufkantung des Plattenrandes führen weiterhin zu einer nicht unbedeutenden Randversteifung. Der Schwingbeiwert ϕ liegt weit unter dem rechnerisch anzusetzenden Wert von 1,31.

Alleine über den Effekt des rahmenähnlichen Tragverhaltens ließen sich für das bestehende Bauwerk alle zuvor untersuchten Lastkonstellationen (BK 30/30; Sattelschlepper Typ 98 und 48 t- Kran) nunmehr normgerecht nachweisen. Der verminderte Schwingbeiwert und die Randversteifung verblieben zudem als zusätzliche Reserve. Somit sprach nichts mehr dagegen, die Verbreiterung des Bauwerks, wie vorgesehen, vorzunehmen.

Die Messungen in der Phase 2 - am verbreiterten Bauwerk - bestätigten die Ergebnisse der Phase 1 grundsätzlich. Alle Nachweise konnten auch am verbreiterten Bauwerk vollumfänglich erbracht werden, ohne die Reserve des Schwingbeiwertes und der verbleibenden Randversteifung heranziehen zu müssen. Zusätzlich ließ sich erstaunlicher Weise feststellen, dass sich der Anbau trotz elastischer Fuge zum Bestand mit am Lastabtrag beteiligt. Die elastische Fugeneinlage und der 8 cm starke Asphaltbelag trugen demnach zu einer nennenswerten Querkraftübertragung in Querrichtung bei. Diese verringerte sich auch im Laufe der Zeit nur sehr geringfügig. Für den Nachweis wurde auf diesen Effekt selbstverständlich verzichtet.

Die durchgeführten Messungen und Analysen und die nochmalig flankierte Kontrolle aller durchgeführten Untersuchungen und Berechnungen durch einen Prüfsingenieur erlaubten nunmehr, dass Bauwerk endgültig für die Nutzung des 4+0-Verkehrs freizugeben.

Während der Phase 3 - der bauzeitlichen Überwachung während der 4+0-Verkehrsführung - wurden nachfolgend keine größeren Veränderungen gegenüber den Ergebnissen aus Phase 2 festgestellt.

Nach 6-monatigem 4+0-Betrieb waren keine Anzeichen zu erkennen, dass das Bauwerk durch die intensive Verkehrsbelastung signifikant geschädigt worden wäre.

5. Resümee

Mit Hilfe der intensiven Tragfähigkeitsanalysen einschließlich der umfangreichen messtechnischer Untersuchungen und Probelastungen konnte das bestehende, über 70 Jahre alte Bauwerk 5 der A 12 temporär so verbreitert werden, dass anschließend noch bis zu seiner Erneuerung eine sichere Nutzung für die Aufnahme einer bauzeitlichen 4+0-Verkehrsführung möglich wurde.

Ohne diese Maßnahmen hätte es letztendlich einer wesentlich aufwendigeren Verbreiterung oder einer Behelfsbrücke bedurft, mit den dann bestehenden verkehrstechnischen Unzulänglichkeiten insbesondere für die Großraumtransporte.

Die Maßnahme zeigt sehr anschaulich, dass es in begründeten Einzelfällen durchaus immer wieder lohnenswert ist, intensivere Untersuchungen und Überlegungen anzustellen, um vorhandene Tragfähigkeitsreserven sicher und zuverlässig berücksichtigen zu können. Im Ergebnis lassen sich dann meistens wesentlich wirtschaftlichere Ergebnisse erzielen, ohne dem Zweifel ausgesetzt zu sein, dass damit irgendwelche Sicherheitsdefizite verbunden wären.

Die Vorgehensweise darf jedoch keines Falls als Ersatz dafür angesehen werden, gänzlich auf eine dauerhafte Ertüchtigung des Bauwerksbestandes verzichten zu wollen. Es lässt sich damit lediglich der Zeitraum, bis notwendige Ertüchtigung- oder Ersatzmaßnahmen greifen, oder, wie hier dargestellt, deren bauzeitliche Umsetzung besser und vor allem sicherer beurteilen.

Literaturverzeichnis

- /1/ Rundschreiben BMVBS: Nachrechnung und Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen, 26.05.2011, Seite 1 - 4
- /2/ Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Ausgabe 05/2011
- /3/ Glaeser, K.-P et al.: Auswirkungen von neuen Fahrzeugkonzepten auf die Infrastruktur des Bundesfernstraßennetzes, Schlussbericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, November 2006, Seite 20, Abbildung 2.8
- /4/ Paul, J.: Autobahn (A) 12, km 15,034 - Bauwerk 5 - Bauzeitliche messtechnische Überwachung der Tragfähigkeit des Bestandes, Ingenieurbüro J. Paul GmbH, Berlin, Berichte März 2013 bis November 2014

VITA



Dipl.-Ing. Kay Degenhardt

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Dezernat Grundsatzangelegenheiten
Straßen- und Konstruktiver Ingenieurbau
Betriebssitz Hoppegarten
Lindenallee 51
15366 Hoppegarten

Persönliche Daten

Name: Kay Degenhardt
Geboren 28.12.1972 in Eisenhüttenstadt

Ausbildung

1991 Abitur
1992 bis 1998 Studium Bauingenieurwesen
Brandenburgische Technische Universität Cottbus
Vertiefung Baumechanik, Massivbau, Stahlbau

Beruflicher Werdegang

1998 bis 2000 Tragwerksplaner und Projektingenieur im
Ingenieurbüro Weiske + Partner;
Niederlassung Eisenhüttenstadt
2000 bis 2004 Projektingenieur für Tief- und Brückenbau,
Bauwerksprüfer nach DIN 1076 bei der
Rail & Road Ingenieur- und Verkehrsbauplanung AG; Berlin
seit 2005 Mitarbeiter im Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
zunächst als Sachbearbeiter Bauwerksplanung BAB
seit 2014 als Referent für Bauwerkserhaltung

Monitoring zur Überwachung von Defiziten an Talbrücken

Erfahrungsbericht zur Prüfung einer Spannbetonbrücke UF DB bei Bad Homburg im Zuge der L 3003

Dipl. Ing. Marco Schmidt
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement
Kompetenzcenter Bauwerksprüfung Hessen Süd

Zusammenfassung

An den Plattenbalken haben sich in den Wechselbereichen bei der Prüfung 2009 Querrisse mit einer Rissbreite bis zu 2mm ausgebildet. Aufgrund der fehlenden Bestandsunterlagen hatte das beauftragte Ingenieurbüro keine Grundlagen für eine fundierte Aussage zur Gefährdung der Brücke infolge der Risse.

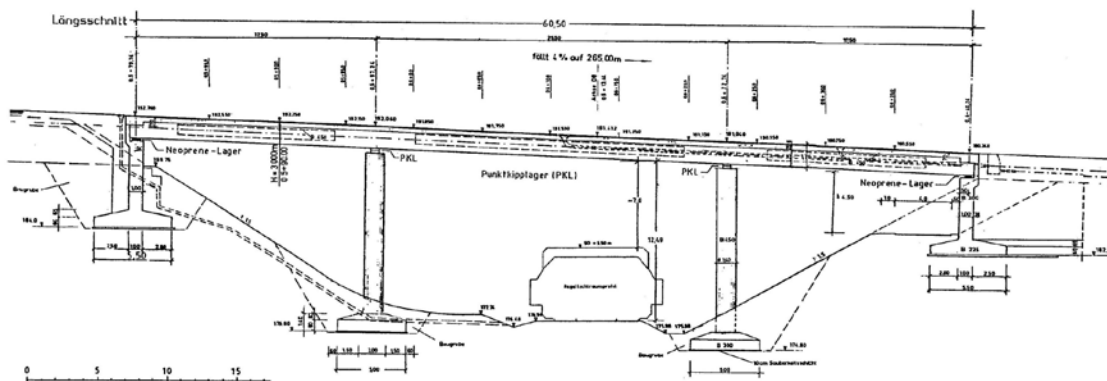
Da die Risse jüngeren Datums sind, Rissbreiten von bis zu 2mm bei Betonstahl III zum Fließen der eingelegten Bewehrung geführt haben müssen und wegen der Verwendung eines Spannstahls der Güte St 145/160, der bei der Bauzeit 1968 als erhöht spannungsrissskorrosionsgefährdet eingestuft werden muss, ist der Verdacht einer ernsthaften Beeinträchtigung der Tragfähigkeit des Überbaus begründet.

Wegen des vorgefunden Erscheinungsbildes sind Sofortmaßnahmen bis zum Ersatzneubau zu ergreifen. Das Bauwerk muss für Fahrzeuge > 5 t Gesamtgewicht gesperrt werden mit gleichzeitiger Installation einer täglichen Risskontrolle.

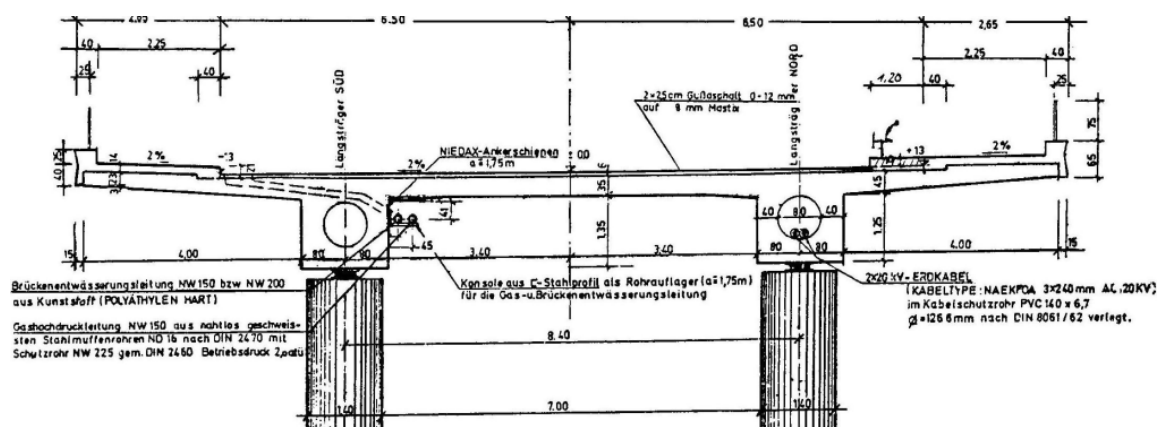
Seitenansicht



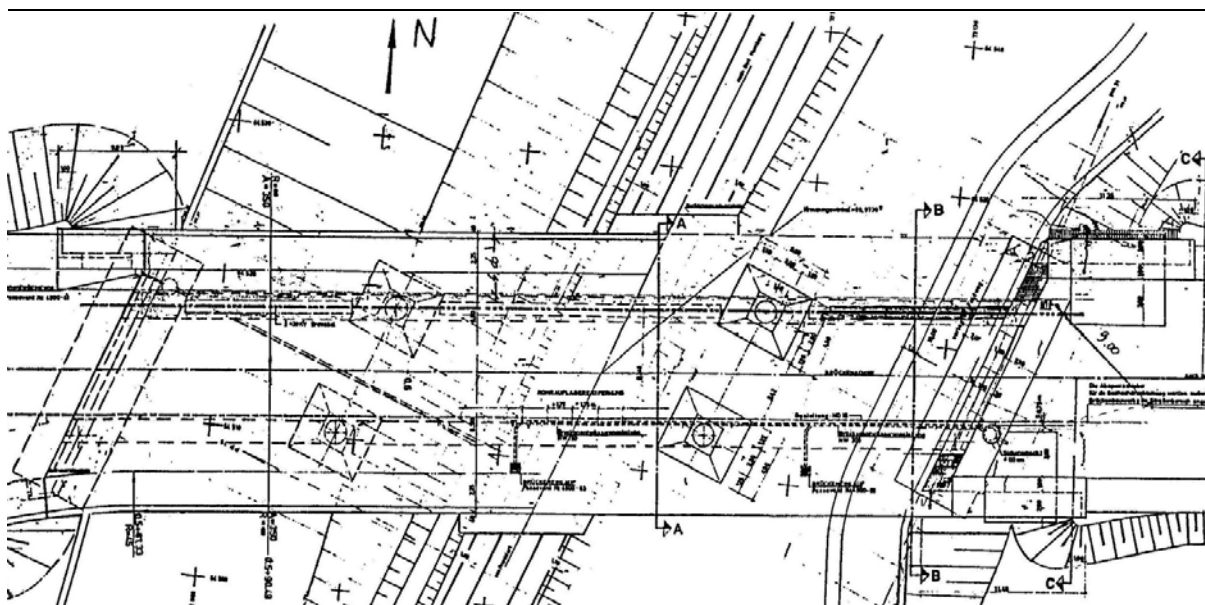
Bauwerkszeichnungen Längsschnitt



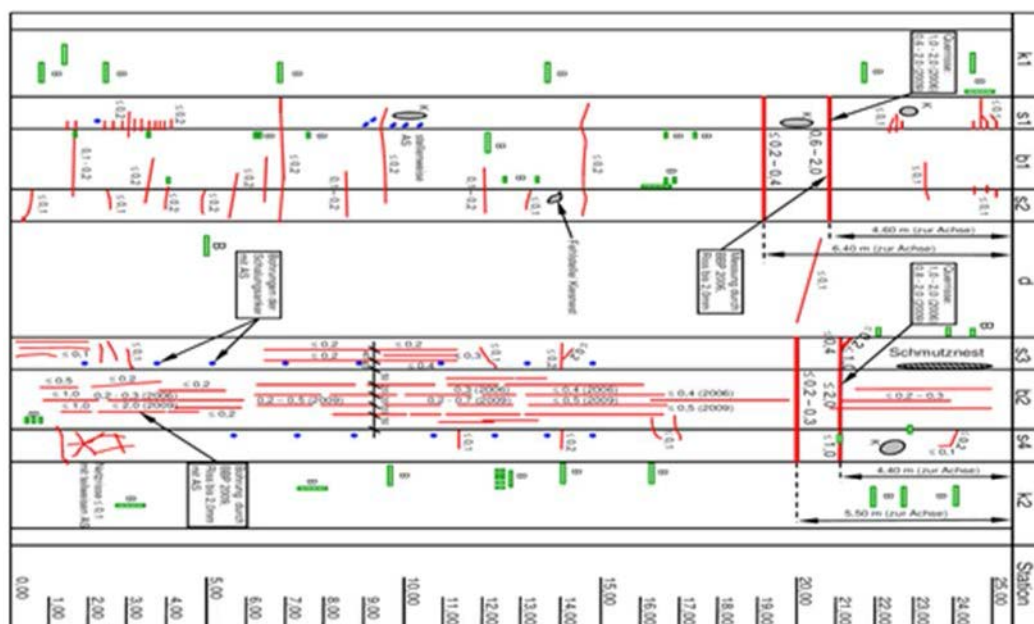
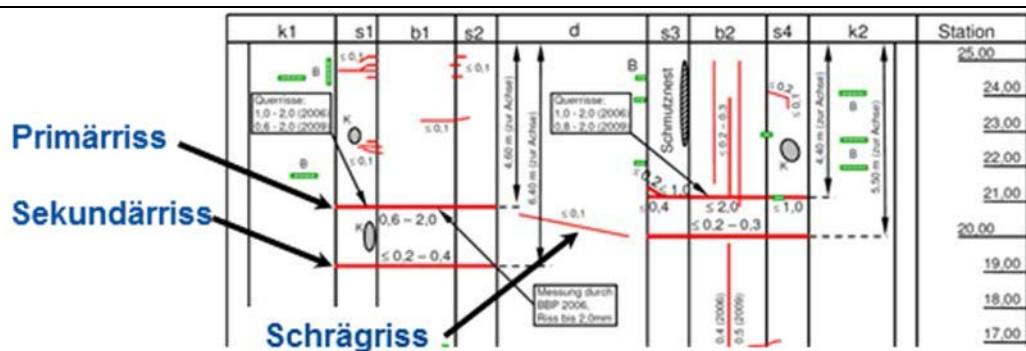
Bauwerkszeichnungen Plattenbalkenquerschnitt mit Verdrängeröhrn in den Feldbereichen



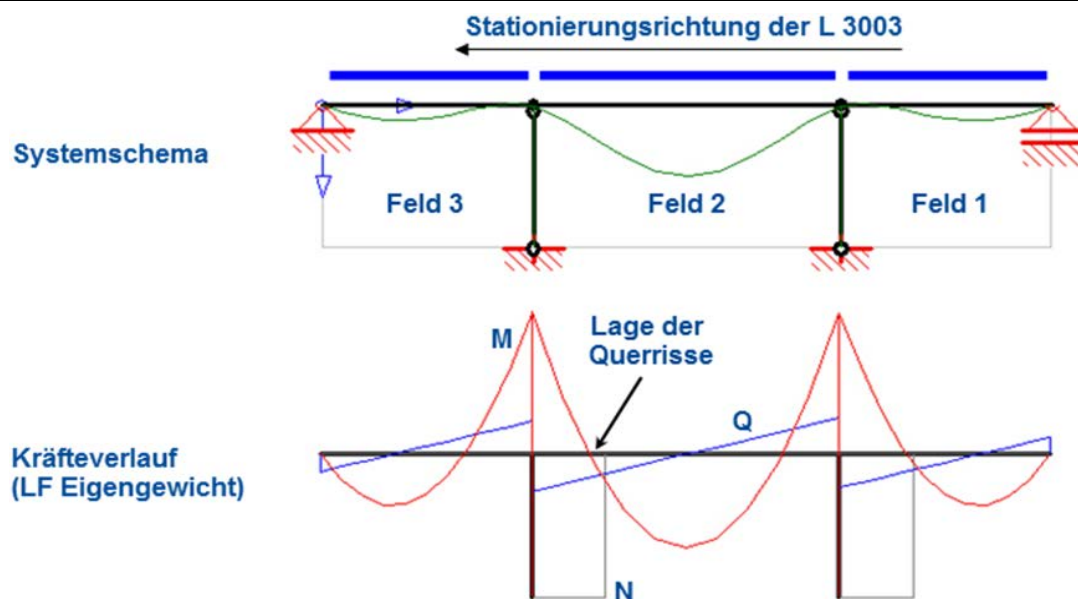
Bauwerkszeichnungen Draufsicht



Schadensskizze 2009, Feld 2



Statisches System



Ergebnis der Prüfung 2009

Maßnahmen

- Veranlassung einer Nachrechnung/ Gutachtens (Instandsetzung, Ersatzneubau)
- Installation von Rissbreitenmessgeräten
- Verkehrseinschränkungen zur Entlastung des 2. Feldes
- Feststellung der Herkunft der Aussinterungen an den Längsrissen des rechten Balkens und an den Bohrungen der Schalungsanker

Ergebnisse der Nachrechnung bzw. des Gutachtens

- Es handelt sich um Risse jüngerer Datums.
- Rissbreiten bis 2,0 mm bei Betonstahl III müssen zum Fließen der eingelegten Bewehrung geführt haben.
- Der verwendete Spannstahl Güte St 145/160 aus der Bauzeit 1968 muss als erhöht spannungsrissskorrosionsgefährdet eingestuft werden.
- Aussagekräftige Bauwerksunterlagen sind nicht vorhanden.
- Neben der Unsicherheit über die Biegetragfähigkeit kann auch die Schubtragfähigkeit stark beeinträchtigt sein.
- Der zwei vertikalen Sekundärrisse deuten auf eine mögliche Überbelastung hin.
- Ohne tägliche Risskontrolle und Verkehrseinschränkungen ist das Bauwerk für den Verkehr komplett zu sperren.
- Ein Neubau für 2010 ist in Planung.

Rissmessung am Querträger 1 und 2



Rissbreiten an der Stelle des Riss-Sensors zu Beginn der Messungen am 13.07.2009 12:00 Uhr

- Querriss 1, linker Balken: 1,50 mm
- Querriss 2, rechter Balken: 1,20 mm

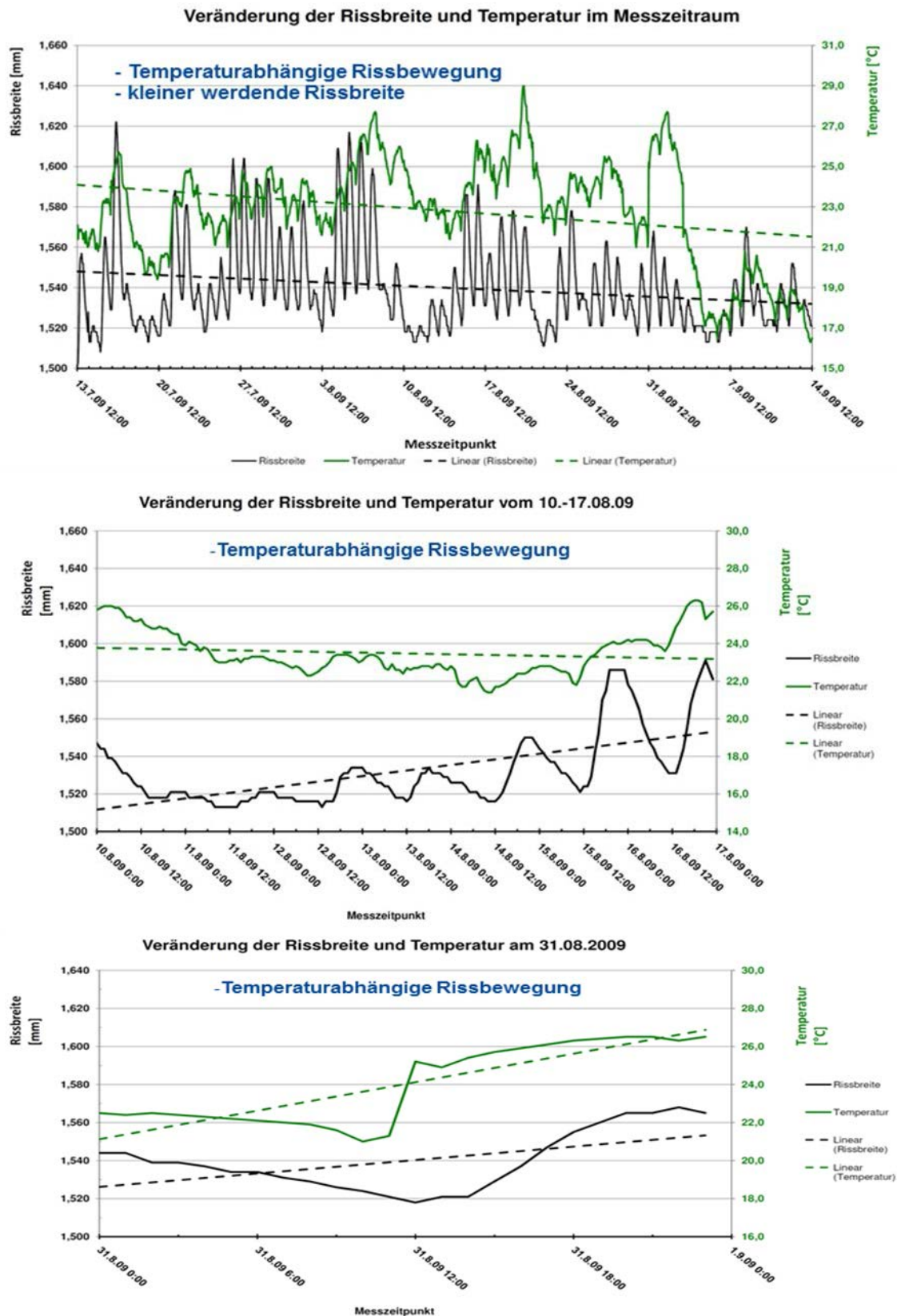


Messgerät Rissfox Mini



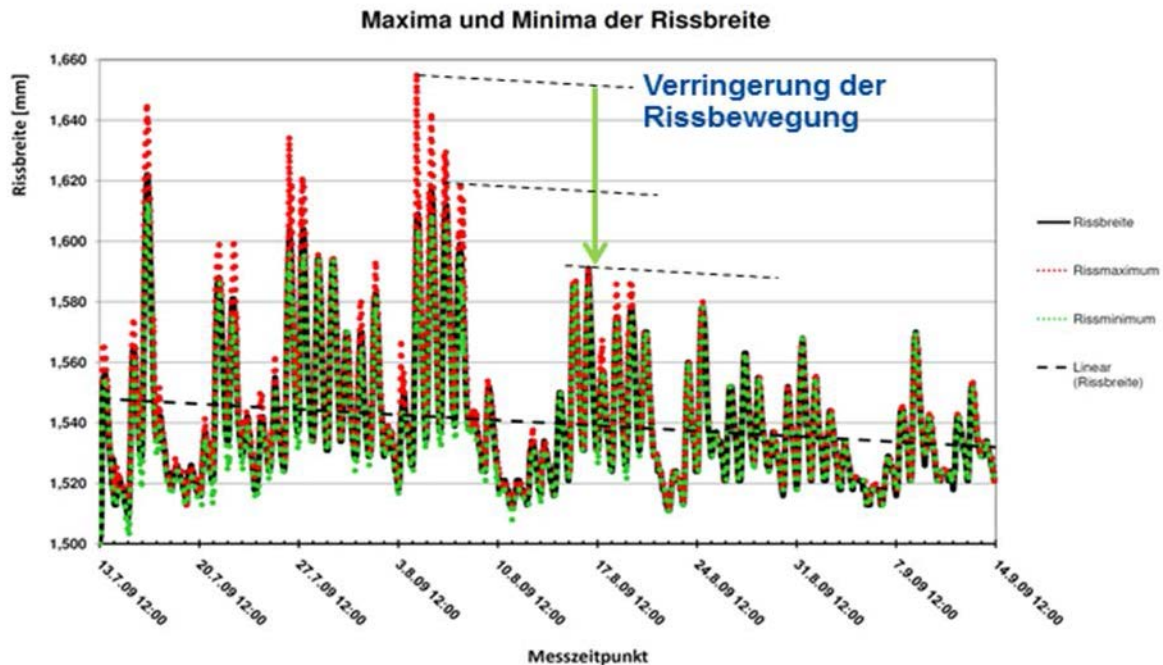
Rissbreitensensor

Ergebnisse der Rissmessungen Querriss 1 – linker Balken



Ergebnisse der Rissmessungen

Querriss 1 – linker Balken – Ergebnis der Verkehrseinschränkungen



Herkunft der Aussinterungen an den Längsrissen des rechten Balkens und an den Bohrungen der Schalungsanker

- Mit der BBP Wetzlar wurden die Längsrisse und Aussinterungen durch Anbohren des Verdrängerohres und mit Endoskop überprüft.
- Die Aussinterungen sind vermutlich älteren Datums und im Verdrängerohr sowie in den Schalungsankerbohrungen befindet sich keine Feuchtigkeit.

Verkehrseinschränkungen

- Geschwindigkeitsbeschränkung auf 40 km/h
- Fahrverbot für alle Fahrzeuge mit mehr als 5 t Gesamtgewicht
- Beschilderung einer Umleitung



VITA



Dipl.-Ing Marco Schmidt

Hessen Mobil

Straßen- und Verkehrsmanagement

Kompetenzcenter Bauwerksprüfung

Hessen Süd

Persönliche Daten

Name: Marco Schmidt
Geboren 27.02.1969 in Bad Homburg

Ausbildung

1992 bis 1997 Studium Bauingenieurwesen FH Frankfurt
Januar 1997 Abschluss Studium mit Diplom

Beruflicher Werdegang

Januar 1997 Arge NBS ICE bei Kelsterbach – Unterstützung Bauleitung
Juli 1997 Bauleiter in Bauunternehmen in Bad Homburg
Januar 1999 Bauwerksprüfer im Amt für Straßen- und Verkehrswesen Frankfurt

September 2007 Leiter Kompetenzcenter Bauwerksprüfung Frankfurt
Seit Januar 2016 Leiter Kompetenzcenter Bauwerksprüfung Hessen Süd

AKR an den Pfeilern der Stauseebrücke Zeulenroda OSA und Simulationsberechnung

Dipl.-Ing. Thomas Wirth

Freistaat Thüringen – Landesamt für Bau und Verkehr

Die Stauseebrücke Zeulenroda liegt im Südosten von Thüringen im Thüringer Schiefergebirge, nahe an der Grenze zu Sachsen. Im Verlauf der heutigen Landesstraße L 1087 dient sie der Verbindung der Städte Zeulenroda-Triebes und Auma. Die Brückenkonstruktion überspannt dabei den Stausee Zeulenroda, welcher den Fluss Weida aufstaut.



Abb. 1: Ansicht der Stauseebrücke Zeulenroda (2016)

Talsperrenbau als Anlass für den Brückenbau

Schon in den dreißiger Jahren gab es Überlegungen und geologische Untersuchungen für den Bau von Talsperren an der Weida. Bedingt durch den zweiten Weltkrieg wurden diese Pläne in den Kriegsjahren nicht weiter verfolgt. Um den ostthüringer Raum mit ausreichend Trinkwasser versorgen zu können, wurden in der Nachkriegszeit die Planungen wieder aufgenommen. Nachdem in den fünfziger Jahren flussabwärts bereits die Talsperre Weida errichtet worden war, wurden in den sechziger Jahren die Planungen für den Bau der Trinkwassertalsperre Zeulenroda vorangetrieben. Sie sahen den Aufstau der Weida westlich der Stadt Zeulenroda vor. Damals führte die Straße von Zeulenroda nach Auma hinunter in das Weidatal. Auf der Zeulenrodaer Seite waren mehrere Betriebe, wie das Alaunwerk, der Kraftverkehr Zeulenroda und die Ziegelei Rudolph ansässig. Hinter der Weidabrücke verlief die Straße durch die Ortschaft Quingenberg. Es gab die Gasthäuser „Zum Lamm“ und „Talschlößchen“, den Bäcker

Wie bereits erwähnt, erfolgte die Herstellung im Freivorbau mittels Vorbaukran. Der Einbau des Überbaues erfolgte von der Quingenberger Seite aus. Die vorgefertigten Segmente wurden auf dem schon fertiggestellten Teil der Brücke zum Montagekran an der Spitze des Überbaues gebracht. Der Kran übernahm die Segmente und schwenkte sie an der Brückenspitze ein. Anschließend erfolgte der Anschluss an den Überbau über Schraub- und Schweißverbindungen.

Am 13. August 1973 kam es beim Vorbereiten zum Einschwenken für das 8. Brückensegment zum Stabilitätsversagen am Bodenblech des Hohlkastens über dem ersten Pfeiler. Der Überbau knickte ab und schlug auf dem Boden auf. Bei dem Unglück wurden vier Arbeiter getötet und fünf weitere schwer verletzt. Da der Einsturz der im Bau befindlichen Brücke gerade am Jahrestag des Mauerbaues stattfand, wurde Sabotage vermutet und entsprechende Ermittlungen eingeleitet. In der Folge wurden der Entwurfsingenieur Rother und der Prüfsingenieur Haser zu Haftstrafen und der Montageprojektant Adler zu einer Bewährungsstrafe durch das Bezirksgericht Gera verurteilt. Nach umfangreichen Protesten von Ingenieuren gegen die Verurteilung wurde der Fall vor dem Obersten Gericht der DDR erneut verhandelt und die drei Verurteilten freigesprochen.

Ursächlich für den Einsturz waren veraltete Normen, die eine zu geringe Beulsicherheit für das Bodenblech vorgaben, den Temperatureinfluss und die Vorverformungen unzureichend berücksichtigten. Ferner war die Ausbildung des Querschotts über dem Montagelager zu schwach und die Montagelagerkonstruktion auf dem Pfeiler 1 ungünstig.



Abb. 5: Ansicht nach dem Einsturz (Pfeil 1 – Vorbaukran, Pfeil 2 – Segment 8 des Überbaues)

Nach dem Rückbau des eingestürzten Brückenteils wurde die Montage des Überbaues mittels bodengestützter Derrickkräne ausgeführt. Die Fertigstellung des gesamten Bauwerkes für die Verkehrsfreigabe erfolgte bis zum Jahresende 1974.

In den Jahren 1996 bis 1998 erfolgte eine umfangreiche Instandsetzung der Brücke. Hierbei wurden die Gehwegbreiten angepasst, Beläge, Übergangskonstruktionen, Schutzeinrichtungen, Geländer und Beleuchtung erneuert. Ferner sind eine Bauwerksentwässerung mit Leichtflüssigkeitsabscheidern und neue Widerlagerdecken eingebaut worden. An den Pfeilern wurden lokale Betoninstandsetzungen und Beschichtungsarbeiten ausgeführt. Die Rollenlager erhielten eine Instandsetzung.

Pfeiler – Herstellung, Schadensbilder und AKR-Verdacht

Die Pfeiler der Stauseebrücke Zeulenroda sind im Jahr 1972 in Ort betonbauweise mittels Kletterschalung erstellt worden. Dabei wurden die Pfeilerschüsse als Hohl Pfeiler erstellt, die nach dem Weitergleiten der Schalung mit Beton verfüllt wurden. Bei der Herstellung des Pfeilers 2 gab es Qualitätsprobleme (Kiesnester, poröse Gefügebereiche, Risse), sodass an diesem Pfeiler bereits unmittelbar nach der Fertigstellung Betoninstandsetzungsarbeiten ausgeführt werden mussten. Zum Schutz der Betonoberflächen erhielten alle Pfeiler eine Beschichtung aus polymermodifizierten faserbewehrten Mörtel. Bereits wenige Jahre nach der Fertigstellung sind im Rahmen der Bauwerksprüfungen erste Risse und Abplatzungen an der Beschichtung festgestellt worden. Ob die Anfang der achtziger Jahre empfohlene Beschichtung mit Epoxidharz ausgeführt wurde, kann heute leider nicht mehr nachvollzogen werden. Gesichert ist, dass im Oktober 1991 bei niedrigem Wasserstand zahlreiche Haarrisse an den Pfeileroberflächen festgestellt wurden. Da die Pfeiler bei der umfangreichen Instandsetzung Ende der neunziger Jahre zumindest im oberen Bereich ein neues Beschichtungssystem erhielten, sind die Risse zumindest hier verdeckt worden. Bei den nachfolgenden Bauwerksprüfungen wurden Netzzrisse $< 0,2$ mm unterhalb des höchsten Wasserstandes an allen Pfeilern dokumentiert. Aufgrund einer langen Trockenperiode im Jahr 2011 war der Wasserspiegel der Talsperre erheblich gefallen und lag ca. 4,50 m unter der normalen Betriebsstauhöhe. Im Rahmen einer Sonderprüfung wurden die nun zugänglichen Pfeilerbereiche geprüft. Dabei sind Rissweiten bis zu 2 mm festgestellt worden. In Bereichen mit abgeplatzter Beschichtung war erkennbar, dass die Risse ihren Ursprung im darunterliegenden gerissenen Konstruktionsbeton haben. Aufgrund der Rissanzahl und des Rissbildes wurde der Ablauf einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion vermutet. Ein weiterer Hinweis kam von Seiten der Talsperrenverwaltung, die am Beton des Trinkwasserentnahmeturmes bereits den AKR-Verdacht nachweisen konnten. Im Zuge der Hauptprüfung 2014 kamen Taucher zum Einsatz. Sie konnten das festgestellte Rissbild auch für die tiefer liegenden Pfeilerbereiche bestätigen. Die festgestellten Rissweiten lagen bei dieser Prüfung bei bis zu 2,5 mm.

Objektbezogene Schadensanalyse (OSA) und Simulationsberechnung

Um eine Klärung zu den Rissursachen und zum AKR-Verdacht herbeizuführen, wurden bereits nach der Sonderprüfung 2011 im Rahmen einer OSA weitergehende Untersuchungen an den Pfeilern der Stauseebrücke ausgeführt. Die Materialforschungs- und Prüfanstalt der Bauhaus Universität Weimar (MFPA) wurde beauftragt, Bohrkerne zu entnehmen und auf abgelaufene AKR zu untersuchen. Weiterhin waren am Konstruktionsbeton die Karbonatisierungstiefe und der Chloridgehalt zu bestimmen. An den Rissen sind Rissweiten, -tiefen und -verläufe untersucht worden. Ferner wurde an einigen Stellen die Tragbewehrung freigelegt und begutachtet.

Im Ergebnis der Untersuchungen konnte der AKR-Verdacht mittels des Uranylacetat-Fluoreszenz-Schnelltestes bestätigt und anderweitige Schadensursachen ausgeschlossen werden. Um das noch vorhandene Schädigungspotential infolge der ablaufenden AKR zu ermitteln, sind mehrere Bohrkerne einer Nebelkammerlagerung unterzogen worden. Die dabei ermittelten Restdehnungspotentiale lassen eine Instandsetzung des Betons zu. Da bei diesen ersten Analysen der Kernbeton nicht mit untersucht wurde, war eine Bewertung für das Pfeilergesamtsystem noch nicht möglich.

Diese Bewertung am Gesamtsystem soll mit Hilfe einer nicht linearen Simulationsberechnung durch die Dynardo GmbH Weimar durchgeführt werden.

Um ein wirklichkeitsnahes System abbilden zu können, waren weitere Materialkennwerte erforderlich. Die dafür notwendigen Untersuchungen wurden im Jahr 2015 durch das Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung (IBW) in Zusammenarbeit mit der MFPA Weimar ausgeführt. Sie umfassten unter anderem die Ermittlung der Materialkennwerte für den Kernbeton, die Untersuchung des Kernbetons auf AKR und eine Dokumentation der aktuellen Schädigungssituation.

In der anschließenden Simulationsberechnung zur Untersuchung der Standsicherheit wurden auf Basis der Bauwerksunterlagen dreidimensionale Finite-Elemente-Modelle der fünf Brückenpfeiler erstellt. Mit Hilfe dieser FE-Modelle kann das räumliche Tragverhalten der in Gleitschalung erstellten und im Querschnitt mehrschalig ausgebildeten Pfeiler berücksichtigt werden.

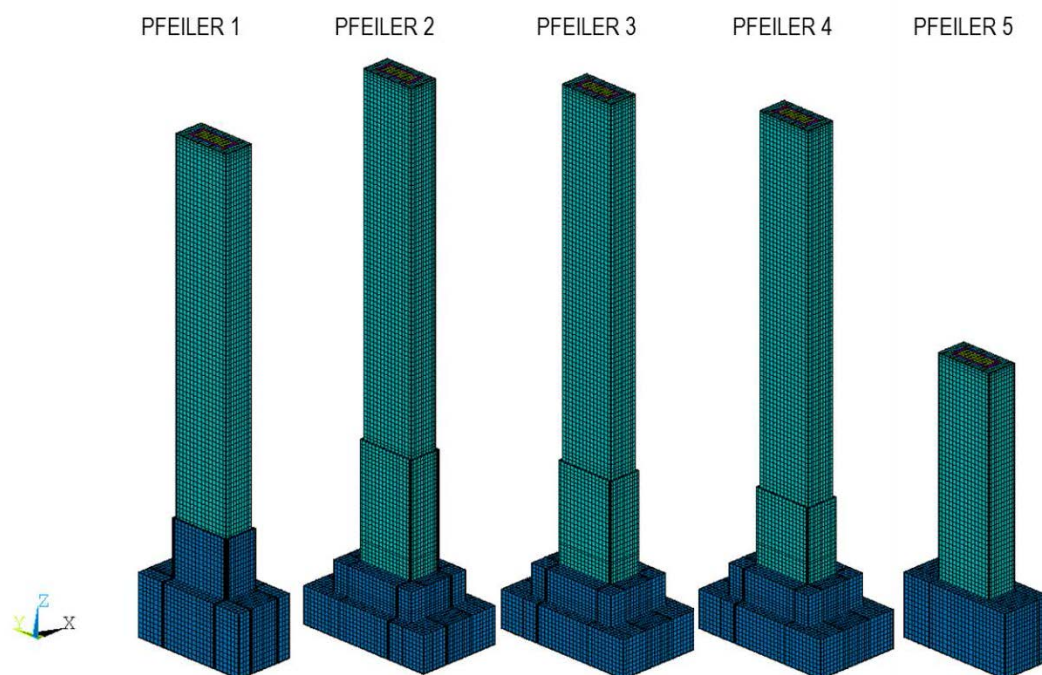


Abb. 6: 3D FE-Modelle der mehrschalig ausgebildeten Brückenpfeiler

Ziel der Berechnungen ist es, ein möglichst realitätsnahes Simulationsmodell zu erhalten, welches die vorhandenen AKR-Schädigungen in Ihren Auswirkungen auf die Beanspruchungssituation der Brückenpfeiler plausibel einschätzen kann und möglichst auch künftige Szenarien prognostizieren kann.

Die Bewertung der Standsicherheit erfolgt dabei mittels nichtlinearer Tragsicherheitsanalyse und basiert auf der Grundlage des Sicherheitskonzepts für nichtlineare Tragwerksanalysen gemäß EC2 und Nachrechnungsrichtlinie. Den nichtlinearen Berechnungen liegen spezielle Materialmodelle zugrunde, welche das Rissverhalten des Stahlbetons realitätsnah simulieren können.

Die vorliegenden Untersuchungen zur Standsicherheit beziehen sich auf den derzeitigen Istzustand des Bauwerks. Dabei wird die aktuelle Schädigungssituation der Pfeiler durch AKR im Modell mit einbezogen. Neben den üblichen genormten Lasten aus Eigengewicht, Verkehr und Wind beinhalten die Berechnungen auch die Einwirkungen aus dem Temperaturjahresgang. Dieser wird durch instationäre thermische Finite-Element Simulationen mit Daten des Deutschen Wetterdienstes und Daten zum Wasserspiegeljahresgang berücksichtigt. Die Abschätzung des AKR-Treibens wird für jeden Pfeiler über den Vergleich der berechneten plastischen Dehnungen mit den vorliegenden Rissbildungsfotos kontrolliert. Über die Pfeilerhöhe bestimmen Sonneneinstrahlung und eine häufig wechselnde Durchfeuchtung die Zunahme der AKR-Schädigung. Anhand der Messergebnisse der baustofftechnischen Untersuchungen wird abgeschätzt, dass im Luftbereich die Schädigung um 50 % niedriger ist als im Bereich der Wasserwechselzone. Im Bereich unterhalb des Wasserspiegels wird eine um 10 % niedrigere Schädigung als im Bereich der Wasserwechselzone angenommen. Der Gradient über den Pfeilerquerschnitt basiert noch auf den ersten AKR-Untersuchungen an den Pfeilerschalen. Er ist bezüglich des Pfeilerkerns noch unbekannt. Dies kann erst mit Ergebnissen aus den noch laufenden AKR Messungen an den Betonproben aus den Pfeilerkernen geschehen. Die Nebelkammerlagerung ist voraussichtlich Ende 2016 abgeschlossen. Dann kann das derzeitige Modell abschließend überprüft und noch angepasst werden.

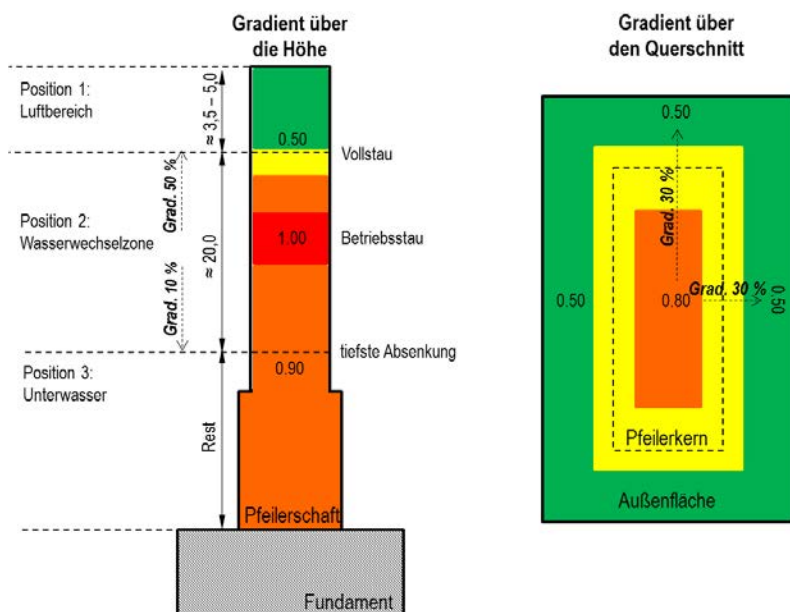


Abb. 7: Modell für das Schädigungspotential des AKR-Treibens über die Pfeilerhöhe und Pfeilerdicke

Die Rissbildungen an den Pfeilern können im Simulationsmodell als plastische Dehnungen berücksichtigt und in Konturplots dargestellt werden. Dabei können durch eine entsprechende Farbskala Mikrorisse, Haarrisse und grob sichtbare Risse näherungsweise unterschieden werden.

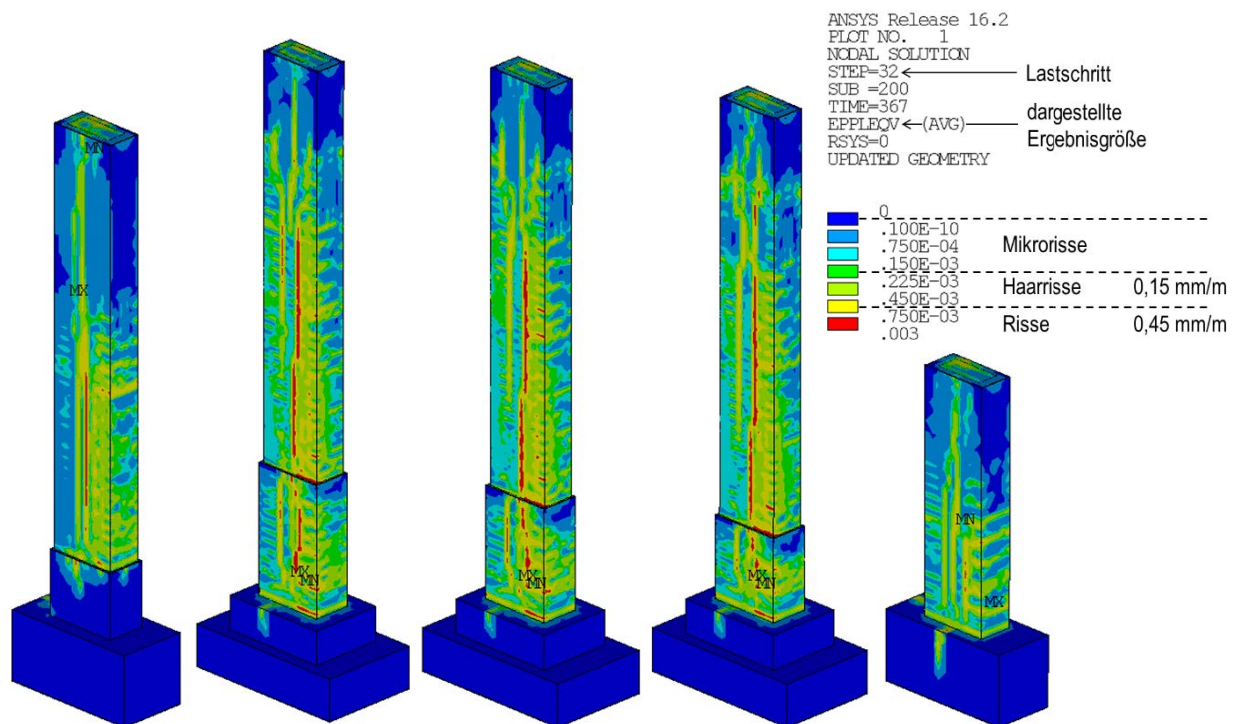


Abb. 8: Konturplot der plastischen Dehnung (Risse) an den Pfeilern 1 bis 5 nach Jahresgangbetrachtung



Abbildung 9: zum Vergleich sichtbare Rissbildung an den Pfeilern 1 bis 5

Wie aus den **Abbildungen 8 und 9** ersichtlich, konnten anhand der durchgeführten nichtlinearen, statischen Finite-Element-Simulationen die am Bauwerk vorhandenen Rissbildungen plausibel nachvollzogen werden. Ursächlich für die beobachteten Rissbildungen ist das AKR-Treiben des Betons. Weitere relevante Strukturschädigungen durch ständige Lasten, Verkehrslasten und Temperaturschwankungen sind nicht zu verzeichnen. Die Standsicherheit der Brückenpfeiler im aktuellen Zustand ist nachgewiesen.

Die Simulationsberechnungen werden aktuell noch fortgesetzt. Dabei soll mittels Sensitivitätsanalysen und Prognoseberechnungen untersucht werden, wie sich die noch zu erwartenden AKR-Treibschädigungen (Restdehnungspotentiale) auf die Beanspruchung der Pfeiler auswirken können.

Quellenverzeichnis:

Dynardo GmbH, Technischer Bericht, Zeulenroda, Stauseebrücke im Zuge der L 1087, Untersuchung der Pfeiler – Entwicklung eines Untersuchungskonzeptes (K15-TLBV-02_REV0.PDF), 2016

Dynardo GmbH, Technischer Bericht, Zeulenroda, Stauseebrücke im Zuge der L 1087, Untersuchung der Pfeiler (K15-TLBV-02.AP2.ZB1.PDF), 2016

Dynardo GmbH, Zuarbeit zur Veröffentlichung, 2016

[http://www.bstu.bund.de/DE/InDerRegion/Gera/Regionalgeschichten/Bruecke/ inhalt.html](http://www.bstu.bund.de/DE/InDerRegion/Gera/Regionalgeschichten/Bruecke/inhalt.html)

Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar GmbH (IBW), Untersuchungsbericht, Zeulenroda, Brücke über den Stausee, 2016

MFPA Weimar, Messprotokoll Nr. 13/21/2012-15, 2012

MFPA Weimar, Prüfberichte Nr. B 12.12.047.01, B 12.12.047.02 und B 12.12.148.01, 2012

OTZ, Das unvergessene Stück Stadt in Zeulenroda, 2012

OTZ, Kindheit in Quingenberg, 2012

OTZ, Rainer Seffner hat den Talsperrenbau Zeulenroda miterlebt, 2012

SBA Ostthüringen, Archivakten, Stand 2016

TLBV, Bauwerksakte, Stand 2016

Prof. Dr. Hanns-Peter Ekardt, Vortrag: Die Stauseebrücke Zeulenroda, 1997

VITA



Dipl.-Ing. Thomas Wirth

Freistaat Thüringen

Landesamt für Bau und Verkehr

Dezernat Ingenieurbau

Persönliche Daten

Name: Thomas Wirth

Geboren am 19. November 1976 in Rudolstadt

Ausbildung / Beruflicher Werdegang

1996 bis 2001	Studium des Bauingenieurwesens an der Bauhaus-Universität Weimar Fachrichtung konstruktiver Ingenieurbau
2001	Förderpreis der Bauberatung Zement Vorentwurf der Straßenbrücke Ringleben
2001 bis 2006	Ingenieurgemeinschaft Setzpfandt GmbH & Co. KG, Weimar Projektleiter Bauwerksprüfung, Pfahlprüfung und messtechnische Untersuchungen
2003	Bauwerksprüfingenieur
2005	Technischer Mitarbeiter im Bahnbetrieb
2006 bis 2010	Ingenieurgemeinschaft Setzpfandt Meiningen GmbH Projektleiter Bauwerksprüfung Ausführungsplaner im Brücken- und Ingenieurbau Bauüberwacher Bahn
2007	Fachkraft für den Lagereinbau im Brücken- und Hochbau
2008	Bauüberwacher Bahn – Schwerpunkteinsatzgebiet Fahrbahn
2010 bis 2014	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Sachbearbeiter „Prüfung und Instandsetzung von Ingenieurbauwerken“ im Dezernat Bauwerkserhaltung
2015/2016	Fachingenieur für Brückenbau
Seit 2015	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Sachbearbeiter im Dezernat Ingenieurbau

Untersuchungs- und Erhaltungsstrategien von Chlorid beaufschlagten, direkt befahrenen Fahrbahntafeln von Brücken der WSV

Dipl.-Ing. Holger Becker
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Kurzfassung

1. Einführung

Die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) des Bundes unterhält neben den für die Schifffahrt notwendigen Bauwerken ca. 1700 Brücken, welche aufgrund der im Bundeswasserstraßengesetz formulierten Regeln zur Übernahme der Kosten bei Errichtung von Kreuzungsbauwerken durch die WSV erstellt wurden. Für die Brückenprüfung werden entweder eigenes Personal oder in zunehmendem Maß hierzu beauftragte Ingenieurbüros eingesetzt.

Entsprechend den technischen und wirtschaftlichen Entwicklungen sowie ggf. dem zur Bauzeit vorherrschenden ästhetischen Empfinden weisen die Brücken eine große Vielfalt in Konstruktion und technischen Systemen auf. Diese Vielfalt spiegelt sich natürlich auch in Problemen mit verschiedenen Bauarten oder Techniken wider, wobei diese im Wesentlichen denen anderer Verkehrsträger ähneln.

Speziell in den Brücken der 50-er Jahre finden sich etliche mit direkt befahrener Fahrbahnplatte, denen oberhalb des für die Statik angesetzten Konstruktionsbetons lediglich eine Verschleißschicht von wenigen Zentimetern als zusätzliche Betondeckung zugegeben ist. Grundidee hierzu war, dass bei einem dicht hergestellten Beton durch Vorspannung mittels Spannbewehrung oder konstruktiven Maßnahmen eine Rissfreiheit erreicht werden kann. Hierdurch konnte auf separate Abdichtungs- und Fahrbahnbeläge verzichtet sowie eine Verringerung von Bauzeit und -kosten erreicht werden.

Während in den meisten Fällen die Herstellung eines dichten Betons gut gelang – dies manifestiert sich unter anderem an praktisch nicht messbaren Karbonatisierungstiefen – führen lokal begrenzte kleinere Ausführungsmängel oder unterschätzte Einwirkungen (z.B. Temperatur, Kriechen bzw. Relaxation) zu Undichtigkeiten oder feinen Rissen. Dadurch gelangt Wasser, im Winter auch chloridbeaufschlagtes Wasser, in den Beton. Weil bauzeitlich bedingt bei diesen Bauwerken tendenziell eine zu geringe Betondeckung vorhanden ist, führt dies mit vordringender Chloridfront zu Korrosion. Dabei kann der korrosionsauslösende Chloridgehalt sehr unterschiedlich sein. Die DAfStb-Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ nennt als Schwellenwerte 0,2 % bezogen auf die Zementmasse für Spannbeton und 0,5 % für Stahlbeton, bei deren Überschreitung ein sachkundiger Planer zur Beurteilung der erforderlichen Maßnahmen einzuschalten ist. Allerdings konnten bei Untersuchungen an Fahrbahnplatten vielfach Chloridgehalte über 1,0 %, teilweise sogar um 2,0 % bezogen auf die Zementmasse in Höhe der schlaffen Bewehrung festgestellt werden, ohne dass diese Korrosion aufwies.

Eine umfassende Analyse von Chloridprofil und Korrosionszustand der Bewehrung, verbunden mit einer statischen Bewertung, ist Voraussetzung für eine zukunftssichere Entscheidung aus technischer und wirtschaftlicher Sicht zum weiteren Vorgehen am Bauwerk.

2. Untersuchungen am Bauwerk

Um eine erste Einschätzung zum vorhandenen Chloridprofil zu erhalten, wird gewöhnlich Bohrmehl aus der Fahrbahnplatte entnommen, dessen Chloridprofil – in verschiedenen Tiefenbereichen abgestuft – im Labor ermittelt wird. Bei der Wahl der Bohrmehlentnahmestellen ist dabei auf eine möglichst repräsentative Auswahl zu achten. Neben Stellen mit einem eher hohen zu erwartenden Chloridgehalt (z.B. bei Regenswassersammelrinnen, Abläufe, Tiefpunkte der Fahrbahn) sind auch weniger auffällige Stellen auszuwählen (z.B. Scheitelpunkt der Fahrbahn). Die Entnahme erfolgt dann in einzelnen Tiefenstufen bis unter die zu untersuchende Bewehrung. Zur Vermeidung von Schäden an der Bewehrung und besonders einer Spannbewehrung ist deren Lage zuvor z.B. durch ein Bewehrungssuchgerät festzustellen.

Deutet sich hierbei ein für die Bewehrung kritischer Chloridgehalt an, bietet sich für eine vertiefte Untersuchung eine elektrochemische Potentialfeldmessung an. Hierbei wird die Spannungsdifferenz (bzw. das Potential) zwischen einer auf der Fahrbahnoberfläche aufgesetzten Bezugselektrode und der Bewehrung ermittelt. Über ein festzulegendes Messraster kann so die gesamte Fahrbahnoberfläche zur Lokalisierung von Bereichen mit Korrosionsgefährdung bzw. aktiver Korrosion untersucht werden. In diesen Bereichen verschiebt sich das auf der Betonoberfläche gemessene Potential in negative Richtung und es entstehen deutliche Potentialunterschiede zu unkritischen Nachbarbereichen.

Aufgrund des nicht unwesentlichen Einflusses von weiteren Faktoren, wie z.B. Zementart, Bauteiltemperatur, Betondeckung, Betonfeuchte, ist eine sorgfältige Interpretation der Messwerte für eine realistische Beurteilung notwendig. Eine nicht korrekte Bewertung der Betonfeuchte (lokal durch Pfützenbildung, oberflächennah aufgrund eines unmittelbar zuvor stattgefundenen Schlagregens, oberflächliches Abtrocknen in nicht verschatteten Bereichen, usw.) kann das Ergebnis und somit die Aussage erheblich verzerren. Eine begleitende Messung von Betondeckung, Betonfeuchte und ggf. Bauteiltemperatur ist somit erforderlich. Die Durchführung einer solchen Potentialfeldmessung ist daher unbedingt in diesem Bereich erfahrenen Fachleuten zu übertragen.

Idealerweise wird die Potentialfeldmessung von der Oberseite durchgeführt, erfordert hierzu allerdings zumindest eine Teilspernung. Prinzipiell ist allerdings auch eine Untersuchung von der Unterseite möglich, jedoch mit quantitativ geringeren Werten und einer hierdurch vergrößerten Unsicherheit in der Interpretation.

Die Potentialfeldmessung kann durch das Verfahren der galvanostatischen Pulsmessung ergänzt werden, was eine genauere Verifizierung anodischer Teilbereiche und des spezifischen Elektrolytwiderstandes zulässt.

Zum Abgleich mit der tatsächlichen Situation im Bauwerk erfordert das ansonsten zerstörungsfreie Verfahren der Potentialfeldmessung die Freilegung einiger auffälliger Stellen. Im Abgleich mit an diesen Stellen erfolgten Chloridanalysen kann je nach Korrosionszustand ggf. eine Abschätzung des kritischen Chloridgehaltes erfolgen. Ergänzend

sei angemerkt, dass Korrosion infolge von Karbonatisierung mittels Potentialfeldmessung nicht detektiert werden kann. Unabhängig hiervon ist eine punktuelle Bestimmung der Karbonatisierungstiefe durchzuführen.

Sämtliche Untersuchungsergebnisse sind durch einen sachkundigen Planer in einem Bericht zusammenzufassen und im Hinblick auf die aktuelle Situation und das weitere Vorgehen am Bauwerk aus Sicht der Baustofftechnologie zu beurteilen. Diesem schließt sich eine statische Bewertung des Bauwerks unter Beachtung der aktuellen Korrosionssituation an, ggf. ergänzt durch die Definition von maximal zulässigen Korrosionsraten. Auf Grundlage dieser statischen Untersuchung und der baustofftechnischen Bewertung ist es möglich, fundierte technische Lösungen zu entwickeln und einer wirtschaftlichen Bewertung zu unterziehen.

3. Möglichkeiten des weiteren Vorgehens am Beispiel von 2 Brücken

3.1 Vorbemerkungen

Am Beispiel von 2 bauähnlichen Brücken sollen sowohl der unterschiedliche Ausgangszustand als auch exemplarische Vorgehensweisen vorgestellt werden. Neben den vorgestellten Varianten Kathodischer Korrosionsschutz (KKS, Instandsetzungsprinzip K) und Monitoring gibt es noch weitere Möglichkeiten. Diese reichen vom klassischen Instandsetzungsprinzip R (Wiederherstellung des alkalischen Milieus durch Betonabtrag und Reprofilierung) bis hin zu dem Verfahren des Chloridentzugs (Instandsetzungsprinzip Rx).

Ersteres ist meistens zeit- und kostenintensiv, verbunden mit einem massiven Eingriff in die bisher homogene Bausubstanz, ggf. mit Veränderung des statischen Tragverhaltens. Beim Chloridentzug gibt es derzeit nur wenig Erfahrung für die Anwendung bei Spannbetonbauwerken und er ist nach wie vor mit allerdings zu bewältigenden Risiken verbunden.

3.2 Straßenbrücke Bockhorst

Die im Jahr 1956 erbaute Brücke überführt als Einfeldträger mit rund 53 m Spannweite die B401 über den Küstenkanal. Als Deckbrücke mit 2 stählernen Hohlkasten ausgebildet, ist die Fahrbahnplatte in Querrichtung vorgespannt ($\emptyset$ 26, St. 80/105, nachträglicher Verbund), während in Längsrichtung die Fahrbahnplatte als obere Gurtplatte überdrückt ist (**Bild 1**). Laut Bestandsunterlagen wurde die Fahrbahnplatte mit Portlandzement in der damaligen Betongüte B450 und einem Zementgehalt von 358 kg/m³ sowie Betonstahl BSt I erstellt. Planmäßig beträgt die Betondeckung auf der Oberseite (inkl. Verschleißschicht) 45 mm.

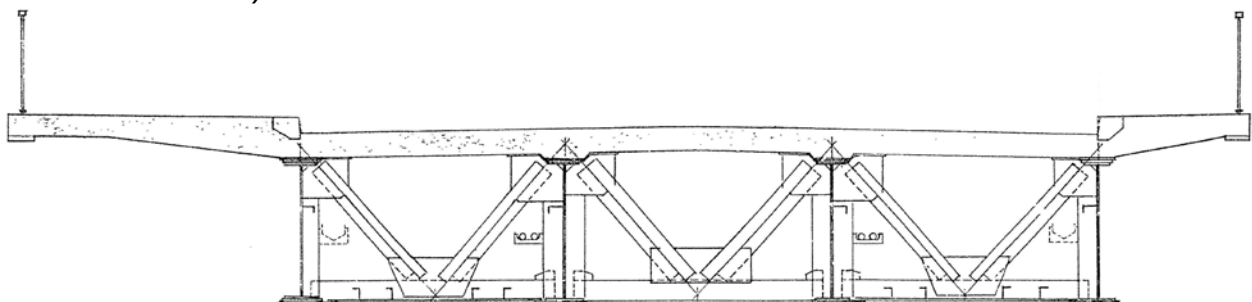


Bild 1: Querschnitt Brücke Bockhorst

Im Vorfeld einer angedachten Brückeninstandsetzung mit geplantem Auftrag einer Dünnbettbeschichtung wurden punktuell Bohrmehlproben zur Erkundung des Chloridgehaltes entnommen. Hierbei ergaben sich im bewehrungsnahen Bereich noch Werte bis 2,0 %, bezogen auf die Zementmasse, so dass die Notwendigkeit zur Durchführung einer qualifizierten Korrosionsuntersuchung gegeben war.

Flächendeckend über die gesamte Fahrbahn-, Rad- und Fußwegfläche erfolgte anhand eines Messrasters von 25 x 25 cm, bereichsweise in Längsrichtung auf 15 cm verkleinert, eine Potentialfeldmessung. Ebenfalls flächendeckend wurde die Messung der Betondeckung durchgeführt.

An Bereichen mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit freigelegte Bewehrungsseisen zeigten teilweise einen beginnenden Korrosionsprozess. Die schon in der Voruntersuchung angetroffenen hohen Chloridgehalte konnten durch weitere Chloridgehaltsbestimmungen über die Fläche verfeinert und weitgehend bestätigt werden. Die baustoffliche Bewertung der Untersuchungsergebnisse ermittelt einen fortschreitenden Korrosionsprozess, welcher durch die schon im Beton vorhandenen Chloride in den kommenden Jahren an Geschwindigkeit und Umfang zunehmen wird. Da die statische Bewertung die derzeit vorhandenen Korrosionsverluste als noch unbedenklich einstuft und die Chloridfront die Hüllrohre der Spannbewehrung noch nicht erreicht hat, standen 3 mögliche Varianten zur Instandsetzung der Fahrbahnplatte zur Auswahl:

- a) Teilweiser Betonabtrag und Reprofilierung + Beschichtung + Monitoring
- b) Kathodischer Korrosionsschutz (KKS) in Teilflächen + Beschichtung + Monitoring
- c) Vollflächiger Kathodischer Korrosionsschutz (KKS) + Beschichtung

Entsprechend der Empfehlung der Gutachter kam Variante c) zur Ausführung. Für den KKS wurden in den Beton 20 mm tief eingeschlitzte MMO-Titananodenbänder auf der Fahrbahnplatte angebracht, was aufgrund der ausreichenden Bewehrungsüberdeckung von i.d.R. >40 mm (minimal: 30 mm) möglich war (**Bild 2**). Im Mai 2012 wurde die KKS-Anlage mit einer geplanten Schutzstromdichte von 18 mA/m² in Betrieb genommen. Durch Überprüfungsmessungen konnte schon nach kurzer Zeit ein nahezu vollständig wirkender Korrosionsschutz nachgewiesen werden.



Bild 2: Schlitze zum Einbringen der MMO-Titananodenbänder

Für eine gleichmäßige Oberflächenstruktur und als mechanischen Schutz der in Schlitzen vergossenen Fugenbänder wurde eine Dünnbettbeschichtung aufgebracht.

3.3 Straßenbrücke Stichkanal Ibbenbüren

Auch bei dieser 1952/53 erbauten Brücke handelt es sich um eine Deckbrücke in Verbundbauweise, deren Fahrbahnplatte in Querrichtung vorgespannt ($\varnothing 26$, St. 60/90, nachträglich Verbund) und in Längsrichtung als Obergurt des 2-zelligen stählernen Hohlkastens überdrückt ist (**Bild 3**). Die Brücke überspannt mit einer Spannweite von rund 42 m als Einfeldträger den Stichkanal Ibbenbüren, welcher als Rest der alten Fahrt des Mittellandkanals bei seiner Einmündung in den Dortmund-Ems-Kanal übrig blieb.

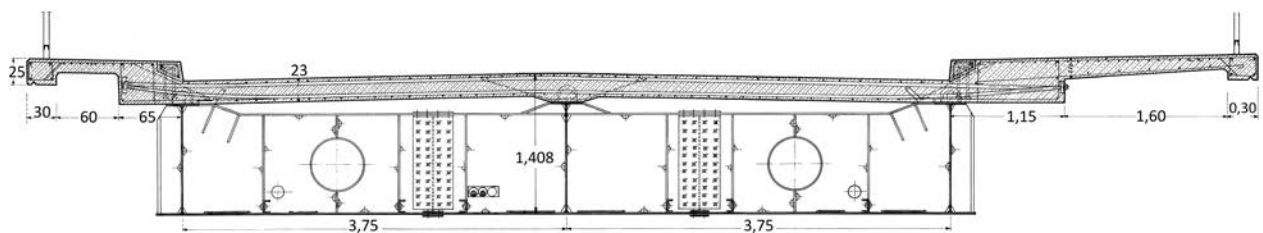


Bild 3: Querschnitt Brücke Stichkanal Ibbenbüren

Erstellt wurde die Fahrbahnplatte in der damaligen Betongüte B450, als Betonstahl kam vornehmlich BSt. III zum Einsatz. Die Dicke der Verschleißschicht wurde zu 10 mm gewählt.

2 Stellen mit korrosionsbedingten Abplatzungen auf der Plattenoberseite ließen die Frage nach dem Zustand von schlaffer Bewehrung und Spannbewehrung sowie zu möglichen Instandsetzungsverfahren aufkommen. Erste Chloridanalysen zeigten einen deutlich erhöhten Chloridgehalt, welcher auch in Höhe der oberen schlaffen Bewehrung und Spannbewehrung den kritischen Chloridgehalt von 0,5 %, bezogen auf die Zementmasse, deutlich überschritt.

Sowohl die Messung der Betondeckung als auch die Potentialfeldmessung wurden flächendeckend über die gesamte Plattenoberseite durchgeführt. Das Messraster für die Potentialfeldmessung betrug 25 cm in Quer- und 12,5 cm in Längsrichtung. Hierdurch konnten die wesentlichen Stellen mit vermutlich aktiver Korrosion auf die unmittelbar an die Fahrbahnübergänge grenzenden Bereiche sowie bis 10,0 m vom östlichen Widerlager entfernt eingegrenzt werden. Darüber hinaus waren nur einzelne, lokal begrenzte Bereiche mit aktiver Korrosion vorhanden.

Im Bereich der Fahrspuren sind Betondeckungen von mindestens 30 mm vorhanden, die allerdings bei den Fahrbahnübergängen unterschritten werden; auf den Gehwegkappen liegen die Werte zwischen 15 und 40 mm.

Der Zustand der Bewehrung in den 8 Öffnungsstellen, welche auf Grundlage der Potentialfeldmessung ausgewählt wurden, war von unterschiedlicher Korrosionsintensität geprägt; an einigen Stellen waren hiervon auch die Hüllrohre und die Spannglieder betroffen (**Bild 4**). In der statischen Untersuchung konnten die vorgefundenen Korrosionsraten für den Ist-Zustand bewertet und Grenzwerte für zulässige Korrosionsraten der Spannbewehrung an den wesentlichen Nachweisstellen ermittelt werden.



Bild 4: Korrosion an schlaffer Bewehrung und Spannbewehrung mit weitgehend wegkorrodiertem Hüllrohr

Da der kritische Chloridgehalt schon in Teilen die Spannbewehrung erreicht und zu Korrosion an ihr und den Hüllrohren geführt hat sowie eine Begrenzung des Betonwassergehaltes (Instandsetzungsprinzip W) bei dem vorhandenen Chloridgehalt ausscheidet, sind die bewährten Instandsetzungsmethoden der DAfStb-Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ nicht mehr zielführend durchführbar. Mittelfristig ist daher die Brücke zu ersetzen. Bis dahin kann ein kontrollierter Weiterbetrieb (Monitoring bzw. „kontrolliertes Nichtstun“) mit entsprechenden Folgeuntersuchungen zu Korrosionsraten der Bewehrung erfolgen. In Abhängigkeit dieser Folgeuntersuchungen können weitere Maßnahmen (z.B. Gewichtsbeschränkungen) angeordnet bzw. letztendlich der Zeitpunkt für die zwingende Erfordernis zum Ersatzneubau bestimmt werden.

Literaturverzeichnis

/1/ DAfStb: Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“. Ausgabe Oktober 2001

VITA



Dipl.-Ing. (FH) Holger Becker

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Referat Massivbau der Abteilung Bautechnik

Persönliche Daten

Name: Holger Becker
Geboren: 21.01.71 in Karlsruhe

Ausbildung

1992 bis 1996 Studium Bauingenieurwesen an der FH Karlsruhe

Beruflicher Werdegang

1996 bis 2000 Tragwerksplanung und Prüfung, Ingenieurbüro Steinmetz+Leibold, Ettlingen

Seit 2000 Begutachtung und statische Bewertung von Massivbauwerken des Verkehrswasserbaus, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Stützbauwerke, ein vernachlässigtes Thema?

Dipl.-Ing.(FH), Dipl.-Ing. Michael, Schätzl
Staatliches Bauamt Ansbach

Kurzfassung

Spätestens nach dem Stützmaureinsturz im Jahr 2012 auf der österreichischen Seite der Brennerautobahn, bei dem ein LKW-Fahrer tödlich verunglückte, sollte allen Baulastträgern klar sein, dass auch Stützbauwerke ein wichtiges Thema sind und nicht vernachlässigt werden dürfen. In vielen Fällen ist nicht sofort eindeutig erkennbar wer für die Stützwand zuständig ist. Das genaue Vorgehen bei der Bauwerksprüfung sollte gut überlegt werden, um die bauartbedingten Versagensformen von Stützbauwerken und ein mögliches Ankündigungsverhalten systematisch zu erfassen.



Bild 1: Eingestürzte Stützwand Brennerautobahn¹

1. Definition und Baulast von Stützbauwerken

Nach DIN 1076 sind Stützbauwerke Ingenieurbauwerke, die eine Stützfunktion gegenüber dem Erdreich, dem Straßenkörper oder Gewässer ausüben und eine sichtbare Höhe von 1,50 m oder mehr aufweisen. Im nächsten Abschnitt dieser Norm werden Steilwälle, Erdbauwerke und Gabionen als andere Bauwerke, die keine Ingenieurbauwerke im Sinne dieser Norm sind, explizit ausgenommen. Da durch immer aufwändigere Gabionen -Konstruktionen versucht wurde die Prüfpflicht für diese Konstruktionen zu umgehen, wurden berechtigterweise Gabionen ab einer sichtbaren Höhe von 1,50 m mit Stützfunktion in die RI-EBW-PRUEF-2013 aufgenommen. Für Stützkonstruktionen als „Bewehrte Erde“ ist die Prüfpflicht im Einzelfall gesondert zu regeln.

Die Frage der Baulast für bestehende Stützwände ist jedoch in vielen Fällen schwieriger zu beantworten. In Bayern konnte beispielsweise bei ca. 9 % der Stützbauwerke der Baulastträger noch nicht abschließend geklärt werden.

Im Bundesfernstraßengesetz (FStrG) und dem Bayerischen Straßen- und Wegegesetz (BayStrWG) sind Stützmauern als Bestandteile der Straßen ähnlich definiert.

Im Straßengesetz Baden – Württemberg ist im § 56 auch „... die ordnungsmäßige Nutzung eines angrenzenden Grundstücks ...“ geregelt.

Zur Klärung der Baulast sollten als erster Schritt, nach einer örtlichen Aufnahme der an den Straßen des Baulastträgers befindlichen Stützwände, folgende Unterlagen zur Klärung der Baulast gesichtet werden: Planfeststellungsbeschlüsse mit Ausführungen im Bauwerksverzeichnis, abgeschlossene Vereinbarungen über das Bauwerk, Festlegungen nach Nr. 15 der Ortsdurchfahrtsrichtlinie (ODR), Bauwerksverzeichnisse von Bauplanungen und Widmungen.

Falls keine Unterlagen vorliegen, gelten folgende Grundsätze:

Die Verantwortlichkeit des Straßenbaulastträgers für eine Stützwand setzt voraus, dass die Wand in Dimension und Gestalt durch die Stützfunktion geprägt ist. Daran fehlt es, wenn nach Größe und Form der Stützwand eine andere Zweckbestimmung im Vordergrund steht. Als Beispiel wäre zu nennen die Gewährleistung oder Abwehr des Grundstückszugangs, die nicht vom Baulastträger der Straße zu verantworten ist.

Zur einfachen Abklärung der Baulast vieler Stützbauwerke können, jeweils im konkreten Einzelfall, folgende Varianten unterschieden werden:

Variante 1: Die Wand steht auf Grundstück des Straßenbaulastträgers und dient der Straße.

Steht die Wand auf dem Straßengrundstück und dient in ihrer Stützfunktion überwiegend der Straße, so ist der Straßenbaulastträger auch Eigentümer der Stützwand und somit unterhaltspflichtig.

Variante 2: Die Stützwand steht auf fremdem Grundstück und dient überwiegend der Straße.

Hier ist der Straßenbaulastträger unterhaltsverpflichtet, weil die Wand objektiv betrachtet überwiegend der Straße dient. Zur öffentlichen Straße gehören auch die neben dem Straßengrund stehenden Stützwände. Die Stützwand ist auch Bestandteil der Straße, wenn sie zur Abstützung des Nachbargrundstücks gegenüber der tiefergelegenen Straße dient, wenn ein funktionaler Zusammenhang zwischen der Stützmauer und der Straße besteht. Maßgebend kann sein, ob die Stützmauer bei Anlegung bzw. Änderung der Straße erforderlich war und zwar in dem Sinne, dass sie überwiegend dem Schutz der Straße dient (zumindest nach Bayerischem Straßen und Wegegesetz).

Variante 3: Die Wand steht auf Grundstück der Straße und dient dem Nachbargrundstück.

Der Nachbargrundstückseigentümer ist für die Mauer unterhaltspflichtig, denn sie dient nach objektiven Kriterien ihm. Eindeutiger Anhaltspunkt dafür ist, dass der Nachbar die Mauer selbst auf eigene Kosten errichtete, wohl irrtümlich auf Grundstück des Straßenbaulastträgers. Die Wand ist geeignet, ausschließlich oder zumindest in feststellbarem Umfang nicht der Allgemeinheit im Sinne der Straßenbenutzer, sondern konkreten Einrichtungen des Dritten zu dienen.

Für diese Stützwand ist der Nachbar unterhaltspflichtig. Das Grundstück mit der Stützwand sollte an den Nachbarn verkauft werden. Eine Prüfpflicht gem. DIN 1076 für den unterhaltspflichtigen besteht jedoch trotzdem. Dies sollte in einer konkreten Einzelvereinbarung mit dem Nachbarn festgehalten werden, auch dass die Prüfberichte regelmäßig vorgelegt werden.

Variante 4: Die Wand steht auf dem Nachbargrundstück und dient überwiegend dem Nachbarn.

Vermutlich baute der Nachbar die Stützwand um sein Grundstück besser nutzen zu können und ist deshalb unterhaltspflichtig. Hinweis hierfür kann sein, wenn Nachbargrundstücke ohne Stützwand mit Straßenböschung vorhanden sind.

Rechtsprechung

Dass sich mit diesen vier Varianten nicht alle Möglichkeiten zur Klärung der Baulast abschließend regeln lassen, zeigen einige Gerichtsurteile, von denen einige kurz auszugsweise genannt werden:

- VGH Kassel, Beschluss vom 27.11.2015 – 2 A 2073/14.Z:
„Eine Stützmauer ist nur dann Bestandteil einer öffentlichen Straße, wenn zwischen Straße und Stützmauer ein funktioneller Zusammenhang besteht.“ Kann die Sicherung des oben liegenden Geländes auch durch eine Böschung hergestellt werden, so dient die Stützwand nicht überwiegend der Straße.
- BGH 5. Zivilsenat, Urteil vom 27.03.2015 – V ZR 216/13:
„An einer Grenzanlage im Sinne §§ 921, 922 BGB besteht kein hälftiges Miteigentum, sondern entlang der Grundstücksgrenze lotrecht gespaltenes (Allein-) Eigentum der Nachbarn“. (Fall bezieht sich auf Bundeswasserstraße).
- VG Bayreuth, Urteil vom 01.04.1998 - Aktenzeichen B 1 K 97.182
Wurde eine Stützmauer unterhalb eines Weges oder Straße errichtet um das darunter liegende Grundstück besser ausnutzen zu können und fehlt der Stützmauer die Widmung als Teil der Straße, so ist sie nicht Bestandteil der Straße und der Eigentümer der Stützmauer ist für diese unterhaltspflichtig.
- VGH Mannheim, Urteil vom 16.01.1996 - 3 S 769/95:
„Nach § 2 (II) Nr. 1 BadWürttStrG sind Stützmauern Teil des Straßenkörpers, wenn sie dem Schutz der Straße dienen. Voraussetzung für die Zugehörigkeit ist nicht, dass ihre erstmalige Errichtung durch den Bau oder eine spätere wesentliche Veränderung der Straße veranlasst worden ist.“

2. Bauartbezogene Versagensarten von Stützbauwerken

Je nach Bauart der Stützwand als Schwergewichtswand, Winkelstützwand, eingespannte oder verankerter Trägerwand versagen diese zum Teil sehr unterschiedlich:

- Verlust der Äußeren Standsicherheit bei Schwergewichts- und Winkelstützwänden: Kippen, Gleiten, Grundbruch, Geländebruch
- Verlust der Inneren Standsicherheit bei Schwergewichtswänden: Gleiten oder Kippen in der Lagerfuge, Versagen eines Elements, Abscheren eines Elements
- Verlust der Inneren Standsicherheit bei Winkelstützwänden: Versagen der Druck- oder Zugzone, Knicken

- Verlust der Äußeren Standsicherheit bei eingespannten oder verankerten Trägerwänden: Kippen, Grundbruch, Verschieben, Auszug der Verankerung
- Verlust der Inneren Standsicherheit bei eingespannten oder verankerten Trägerwänden: Versagen der Druck- oder Zugzone, Knicken, Beulen

Da trotz handnaher Prüfung im Versagensfall der Zugzone bei Stützbauwerken kein ausreichendes Ankündigungsverhalten vorhanden ist, sollte bei gefährdeten Bauwerken eine regelmäßige vermessungstechnische Überwachung stattfinden.

3. Untersuchungsmethoden

Zu den von Brückenbauwerken bekannten üblichen handnahen Untersuchungen wird empfohlen je nach Bauart der Stützwand auch vermessungstechnische Untersuchungen heranzuziehen. Hierbei können bei einfachen Konstruktionen bereits eine lange Wasserwaage, Winkelmesser oder Senkbleich ausreichend sein. Wichtig ist immer an den gleichen Stellen zu messen und die Messstellen am Bauwerk entsprechend dauerhaft kenntlich zu machen. Die entsprechend dokumentierten Messungen sollten so angelegt werden, dass es für nachfolgende Bauwerksprüfer sofort ersichtlich ist, wie die vorherige Messung durchgeführt wurde und wie diese mit der neuen Messung verglichen werden kann.

Bei sensibleren Bauwerken kann es erforderlich werden, ein umfassendes Vermessungskonzept zu erarbeiten. Eine Vermessung mit Präzisionsnivelliere und Tachymeter können bei massiven und gleichmäßigen Oberflächen schon zum Erfolg führen. Die Zugänglichkeit zum Bauwerk sollte vor Ort überprüft werden, damit die notwendigen Sichtbeziehungen auch dauerhaft sichergestellt werden können.

Bei Natursteinmauern, insbesondere bei Trockenwänden oder Gabionen könnte das Vermessungsraster mit diesen Methoden jedoch zu grob ausfallen, um eine zweckdienliche Aussage über Verschiebungen, Verformungen und Kippen einzelner Bereiche oder Steine zu erreichen. Für diese kleinteiligen Bauarten bieten sich nahbereichsphotogrammetrische Verfahren oder Erfassung mittels Laserscanner und Auswertung der erzeugten Punktwolken an. Hierzu werden von verschiedenen Festpunkten außerhalb des Bauwerks, dauerhaft befestigte Passpunkte am Bauwerk, eingemessen. Auch bei den Folgemessungen werden die Passpunkte tachymetrisch eingemessen, um diese exakt bestimmt vergleichen zu können. Anschließend wird die Wand flächig gescannt und die dadurch erzeugten Punktwolken bei der Auswertung des 3-D-Modells anhand der Passpunkte kalibriert.

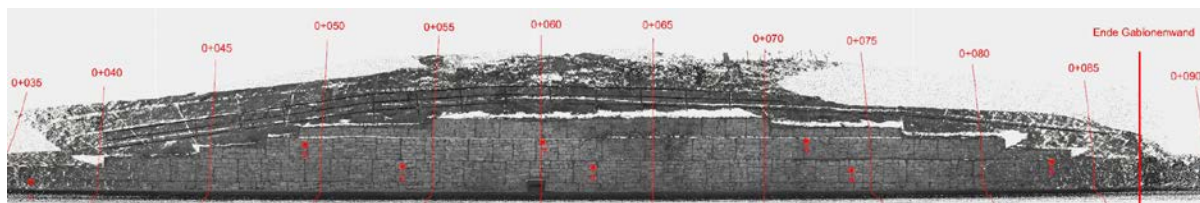


Bild 2: gescannte Gabionenwand²

Aus den Punktwolken wird ein digitales Geländemodell erstellt. In dieses können in beliebigen Abständen Querprofile gelegt, bei den weiteren Vergleichsmessungen wieder Profillinien erzeugt und mit der Nullmessung verglichen werden. Diese Vergleiche können farbig für die verschiedenen Messepochen dargestellt und gegenübergestellt werden. **Bild 2** zeigt die Nullmessung einer Gabionenwand mit den Querschnittslinien und den befestigten Schraubköpfen als Passpunkte. Bei dieser Wand wurde die Vermessungstechnik zu Hilfe genommen, um die bereits aufgetretenen Verformungen auf Veränderungen einschätzen zu können und daraus ggf. auf Bewegungsvorgänge des Hanges zu schließen. Bei dieser relativ kurzen Wand wurde mit einem stationären Scanner und konventioneller Vermessungstechnik gearbeitet.

Es gibt jedoch auch mobile Scanner, die auf Fahrzeuge oder Drohnen montiert werden können und bei der Prüfung von Tunneln bereits häufig angewendet werden. Die Preise schwanken bei diesen Vermessungsaufgaben zum Teil sehr stark.

4. Schadensbeispiele

Stahlbetonwände

Bei Stahlbetonstützwänden treten in der Regel die gleichen bauartbezogenen Schäden auf die auch bei Brückenunterbauten auftreten. Bei überschnittenen oder ausgefachten Bohrpfahlwänden werden diese meist mit einer Vorsatzschale aus Stahlbetonfertigteilen verblendet. Hierbei, ohne vermessungstechnische Überwachung, eine Aussage zur Schädigung des Tragwerks zu treffen, ist schwierig. Es können bei handnaher Prüfung nur die oberflächlichen Schäden der Verblendung festgestellt werden. Die darunterliegende Tragkonstruktion bleibt in den meisten Fällen nicht prüfbar.

Auch die Verankerung von rückverankerten Stützbauwerken ist schwierig zu prüfen. Ähnlich wie bei Schrägseilbrücken, bei denen die Seile mit einem längeren Prüfrhythmus vollständig befahren werden, könnte hier ein Auszugsversuch an den Verankerungen durchgeführt werden. Die Festlegung sollte im Einzelfall und ggf. in Abstimmung mit einem Prüfstatiker festgelegt werden.

Natursteinwände

Die derzeit in SIB-Bauwerke vorhandenen Schadensbeispiele für Natursteinstützwände sind noch nicht sehr umfangreich und werden noch fortgeschrieben. Häufig anzutreffen sind Frost- und Tausalzschäden, Kippen, Ausbauchen oder fehlende Absturzsicherung.

Gabionenwände

Da auch bei Gabionenwänden in der Regel Natursteine verwendet werden, treten auch die gleichen Schäden wie bei Natursteinwänden auf. Zusätzlich gibt es Schäden an den Gabionenkörben, wie etwa fehlender oder nicht ordnungsgemäßer Verschluss der Steinkörbe, Beschädigung oder Korrosion der Drahtgitter.

Resümee

Im Jahr 2015 wurden vom Bundesrechnungshof die Bauwerksprüfungen an Stützwänden in einem bayerischen Regierungsbezirk ausgewertet. Dabei wurde festgestellt, dass Hauptprüfungen in 31 Prozent zu selten und Einfache Prüfungen in 52 % der Fälle nicht durchgeführt wurden³. Alleine in Bayern gibt es derzeit noch ca. 155.000 m2 von insgesamt 1.004.000 m2 erfasster Stützbauwerke, deren Zustand noch nicht geprüft wurde⁴.

Abschließend ist jedoch festzustellen, dass zumindest in Bayern Stützbauwerke im Durchschnitt eine bessere Zustandsnote haben als Brücken. So liegt der Prozentsatz der Stützwände, die eine Zustandsnote schlechter als 2,4 haben bei 18 %. Während bei Brücken 31 % eine schlechtere Zustandsnote als 2,4 aufweisen⁴.

Es gibt aber noch einen großen Handlungsbedarf bei Stützbauwerken, was die Fortschreibung der Bestandsaufnahme mit Klärung der Baulast, Bauwerksprüfung und deren Unterhalt betrifft. Mit ingenieurmäßigem Herangehen muss, auch beim derzeitigen „Investitionshochlauf“, diese Aufgabe bewältigt werden.

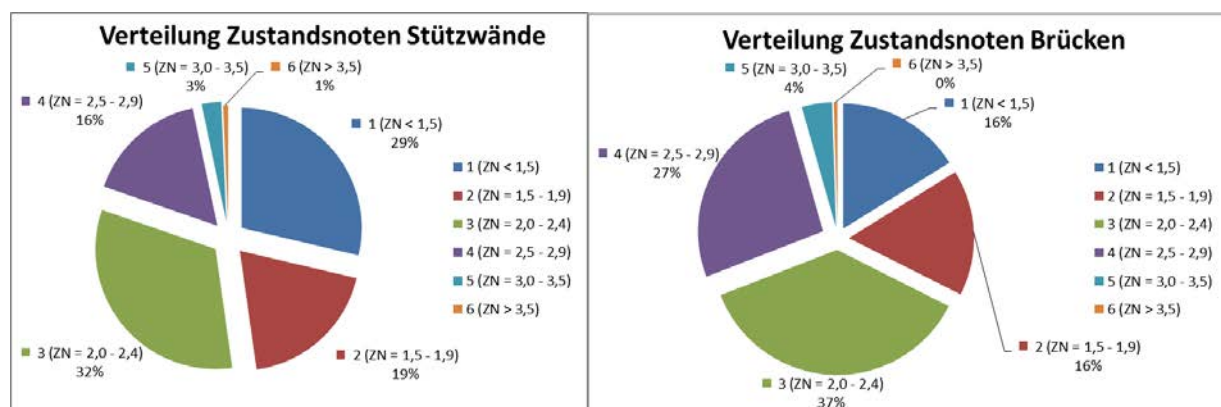


Bild 3: Verteilung Zustandsnoten Stützbauwerke / Brücken⁴

Literaturverzeichnis

- 1 Wagner: Brückenbaudienstbesprechung Bayern 2012, Top12, 23.05.2012
- 2 Heller: Auswertung Nullmessung Gabinonenwand Virnsberg, 06.05.2016
- 3 Scuric: Workshop SIB-Bauwerke Administratoren, 06./07.06.2016, S. 93
- 4 Rott, Schätzl: Auswertung SIB-BW bayernweit, Stand 22.07.2016

VITA



Dipl.-Ing.(FH), Dipl.-Ing. Michael Schätzl

Staatliches Bauamt Ansbach

Persönliche Daten

Name	Michael Schätzl
Geboren	16.08.1977 in Passau

Ausbildung

1993 bis 1996	Bauzeichnerlehre, Architekturbüro Bauer, Hauzenberg
1996 bis 1997	Fachoberschule Passau
1998 bis 2002	Studium FH Regensburg
2003 bis 2009	Studium TU Dresden als Fernstudium

Beruflicher Werdegang

1997 bis 1998	Zivildienst Wolfsteiner Werkstätten, Freyung
2002 bis 2003	Bauleiter, Fa. Mickan, Amberg
2003 bis 2009	Projektleiter Brückenbau, Autobahndirektion Südbayern, Dienststelle Regensburg
Seit 2009	Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau, Staatliches Bauamt Ansbach

Schäden an der Elbebrücke Hohenwarthe im Zuge der Bundesautobahn A2

Dipl.-Ing. Lars Heinz
Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt

Kurzfassung

Die Bundesautobahn A2 ist eine wichtige Verkehrsverbindung zwischen Berlin und den westlichen Regionen der Bundesrepublik. In deren Zuge liegt die Elbebrücke nördlich von Magdeburg. Bei der letzten Hauptprüfung wurden im Bereich der Anschlüsse der Querrahmen an den unterhalb der Fahrbahnplatte liegenden Stahlobergurten der Hohlkastenstege Schweißnahttrisse festgestellt. Maßnahmen wurden ergriffen, um die Schadensauswirkungen zu verringern. Die Ursachen für die Schäden wurden ermittelt, es sind aber weitere Untersuchungen erforderlich, um den Umfang der Schädigung abschätzen zu können. Ziel ist die Erhaltung der Tragfähigkeit und die Instandsetzung des Bauwerks, um die Dauerhaftigkeit wiederherzustellen.

Bauwerksbeschreibung

Die Autobahn BAB A2 ist eine wichtige Verkehrsader Deutschlands. Sie verbindet Berlin mit den westlich gelegenen Regionen der Bundesrepublik. Nördlich von Magdeburg ist die Elbe zu queren.

Im Zuge des 6-streifigen Ausbaus der Autobahn wurden im Jahr 1997 die vorhandenen Bauwerke durch neue Brücken ersetzt.

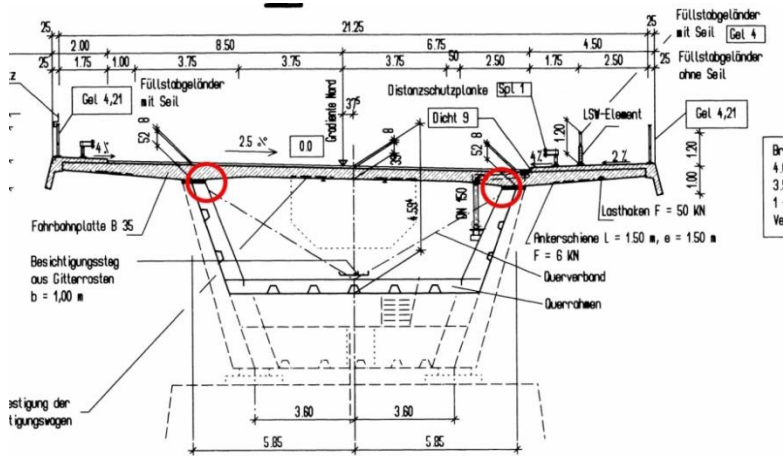


Abb. 1: Seitenansicht (Quelle: EP 2011, IG Gnade GmbH)

Aufgrund der notwendigen Spannweiten wurden die Bauwerke als Stahlverbundquerschnitte errichtet. Die Teilbauwerke sind jeweils baugleich. Die Gesamtlänge einer Brücke beträgt ca. 330 m. Die Stützweiten sind 93 m – 140 m – 93 m.

Der Hohlkasten besteht aus einer Stahlkonstruktion mit einer Fahrbahnplatte aus Spannbeton (**Abbildung 2**).

Das Bauwerk ist alle 5 m in Längsrichtung mit Querrahmen ausgesteift.



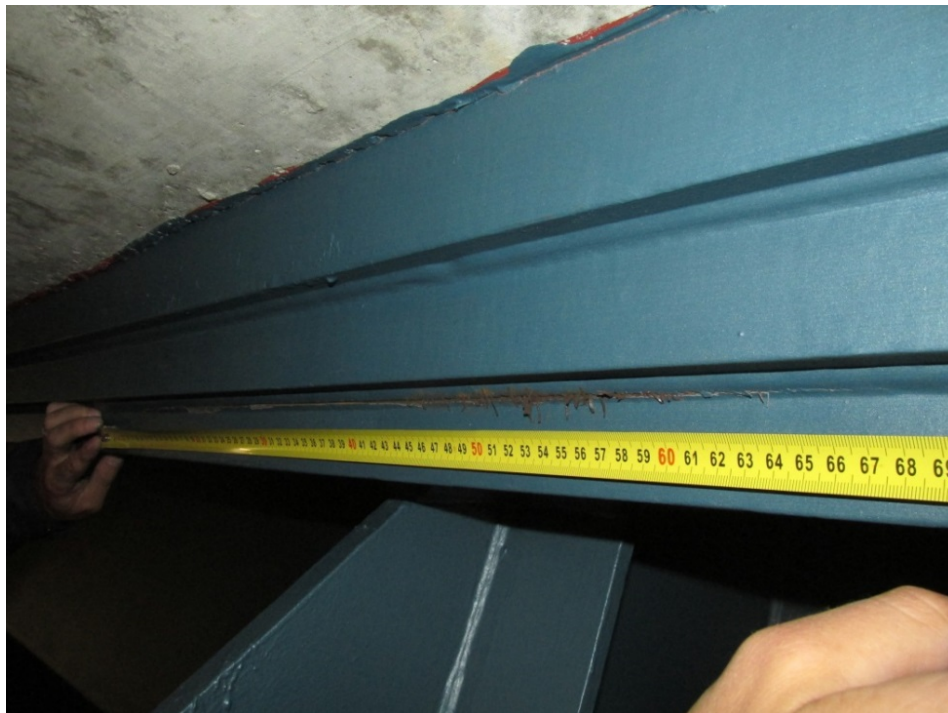


Abb. 4: Riss zwischen den Lamellen der Stahloberggurte der Hohlkastenstege (Quelle: HP 2014 Dr. Löber IGV mbH, Halle)

Besonders fielen die folgenden Sachverhalte auf:

- Schäden in großer Anzahl,
- Schadensausmaß in beiden Teilbauwerken ähnlich
- vor allem Schäden in der Mitte des Mittelfeldes (**Abbildung 5**).

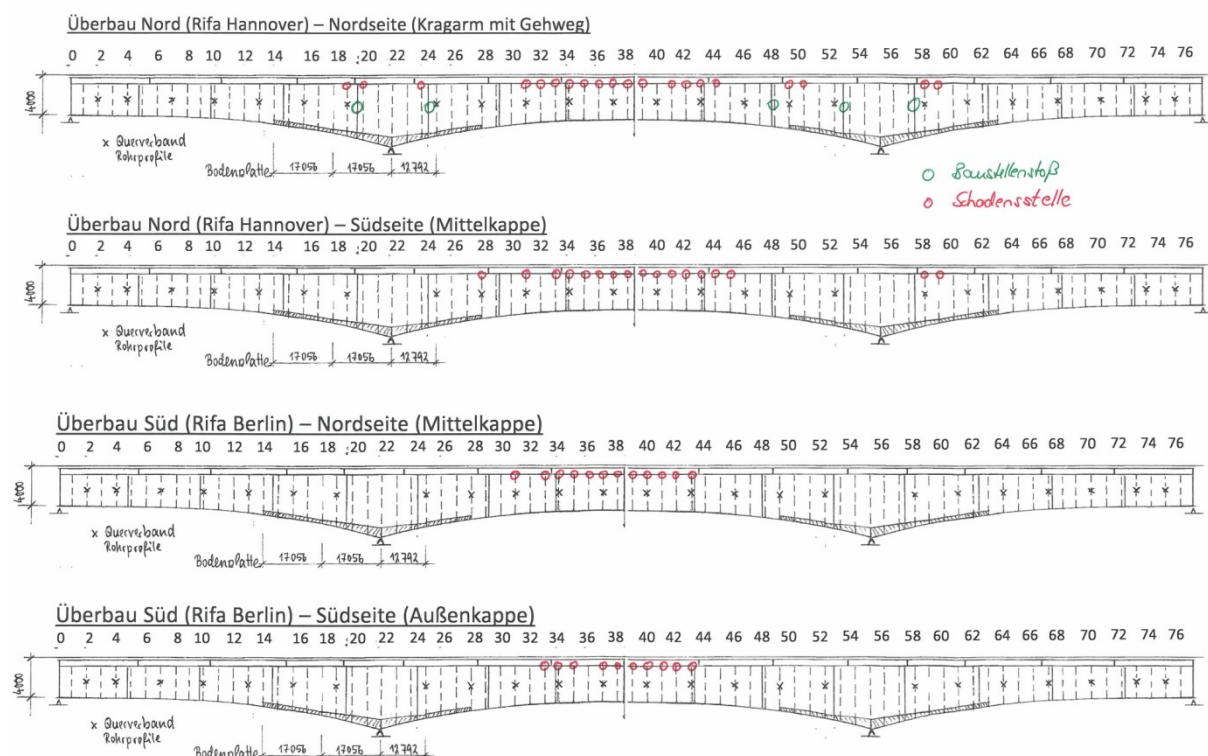


Abb. 5: Übersicht über die Schadstellen

Sofortmaßnahmen

Um den weiteren Rissfortschritt zu verzögern, die Entwicklung zu beobachten und zu dokumentieren, wurden folgende Sofortmaßnahmen ergriffen:

- 1) Überwachung der weiteren Schadensentwicklung durch regelmäßige Sonderprüfungen der beiden Bauwerke und
- 2) Sofortinstandsetzung der geschädigten Stellen. Diese Maßnahme würde die voraussichtliche Ausweitung der Schäden zwar nicht aufhalten, aber das Ausmaß der vorhandenen Schäden verringern. Ziel war die Vergrößerung des Zeitpuffers für die Ermittlung der Schadensursache.

Die Instandsetzung wurde im Dezember 2014 durchgeführt. Um die Qualität der Schweißnähte sicher zu stellen, wurde jeweils das Bauwerk, an dem die Maßnahme durchgeführt wurde, für die Dauer der Arbeiten für den Verkehr gesperrt, was zu erheblichen Behinderungen des Verkehrs führte.

Schon im März 2015 traten wieder Risse auf, so dass die Untersuchung der Schadensursachen unverzüglich erfolgen musste.

Ursachenermittlung

Recherchen in den Prüfberichten ergaben sowohl bei der vorherigen Einfachen Prüfung als auch der vorherigen Hauptprüfung keine Auffälligkeiten an den Schadstellen. Schäden an Bauwerken entwickeln sich häufig langsam. Die Schadensentwicklung selbst hat eine wesentliche Bedeutung für die Ursachenermittlung. Deshalb wurde in Betracht gezogen, dass im Rahmen der Bauwerksprüfungen etwas Wichtiges bezüglich der aufgetretenen Schäden übersehen worden sein könnte. Bei den geführten Rücksprachen mit den Prüfern wurde versichert, dass diese Stellen definitiv untersucht wurden und selbst kleine erkennbare Risse auch gesehen worden wären.

Aus diesem Grund musste von einer schnellen Schadensentwicklung ausgegangen werden, deren Auslöser ein ungewöhnliches Ereignis gewesen sein könnte. Als ein ungewöhnliches Ereignis kam nach eigenen Recherchen nur eine im Jahr 2013 durchgeführte Erneuerung des Fahrbahnbelages in Frage (**Abbildung 6**).



Abb. 6: Fahrbahninstandsetzung im Jahr 2013 (Quelle: Eurovia Magdeburg)

Nach dem Wiederauftreten von Rissen im Jahr 2015 wurde unverzüglich HRA Bochum mit der Ursachenermittlung beauftragt.

Entsprechend des aufgestellten Gutachtens konnten folgende Ursachen als wesentlich für das Auftreten der Schäden identifiziert werden:

- 1) Im Zuge der Errichtung des Bauwerks wurden zuerst die Stahlbauteile des Hohlkastens gefertigt und in die entsprechende Lage gebracht. Auf die Querrahmen wurden zur Ableitung der Lasten aus den für die Betonage notwendigen Schalwagen Stahlträger aus Doppel-T-Profilen hochkant aufgeschweißt. Diese wurden später zwar gekürzt, sind aber zum Großteil in die Fahrbahnplatte mit einbetoniert worden (**Abbildung 7**).



Abb. 7: Hohlkasten vor Betonage der Fahrbahnplatte (Quelle: Bauwerksakte)

Die der Berechnung des Bauwerks zugrunde liegende Normung geht von einer gelenkigen Verformbarkeit zwischen dem Hohlkastensteg und der Fahrbahnplatte aus. In der Praxis kann diese Annahme nicht bestätigt werden, da mit dem Einbetonieren der Stahlprofile eine biegesteife Verbindung vorhanden ist, die hohe Lasten (Momente) aufnehmen kann.

- 2) Um die Fahrbahnplatte ($d \approx 40 \text{ cm}$) möglichst schlank zu gestalten, wurde diese quer vorgespannt.

Dies führt zu erheblichem Kriechen und Schwinden in der Fahrbahnplatte und damit zu deren Verkürzung. In der Folge treten Zwangsspannungen an den oberen Ecken des Hohlkastens auf.

- 3) Die als ungewöhnliches Ereignis identifizierte Erneuerung des Fahrbahnbelages im Sommer 2013 ist für die aufgetretenen Schäden auch von Bedeutung. Die Temperaturen, mit denen das Material eingebracht wird, erzeugen erhebliche Spannungen in der Fahrbahnplatte. Entsprechende Lastfälle wurden bei der ursprünglichen statischen Berechnung des Bauwerks nicht berücksichtigt. Aufgrund der ungleichmäßigen Temperaturverteilung in der Fahrbahnplatte versucht

sich diese aufzuwölben. Es treten zusätzliche Spannungen im Bereich der oberen Anschlusspunkte der Querrahmen auf. Die dadurch eingetragenen Kräfte sind wahrscheinlich nicht die Hauptursache für die Schäden, trotzdem könnten sie der Auslöser dafür gewesen sein, dass im Bereich der vorgeschädigten Bereiche die entsprechenden Risse sichtbar wurden und sich die Schadensentwicklung erheblich beschleunigte. Somit erklärt sich auch, warum in den Bauwerksprüfungen vor dem Jahr 2014 keine Risse sichtbar waren.

Weitere Vorgehensweise

Die Teilbauwerke werden monatlichen Sonderprüfungen unterzogen. Diese Prüfungen werden in einem ersten Schritt visuell durchgeführt. Da die visuelle Prüfung keine ausreichende Zuverlässigkeit bei der Erkennung von Rissen in Stahl aufweist, werden an Verdachtsstellen zusätzliche MT-Prüfungen durchgeführt. Diese Systematik gewährleistet die Erkennung des weiteren Schadensfortschritts. Ziel ist die Verfolgung der Ausbreitung von Rissen im Stahl. Bisher ist die Längstragfähigkeit der Brücken nur bedingt von den Schäden betroffen. Eine Ausbreitung der Risse in die Stahlobergurte der Hohlkastenstege oberhalb der Anschlusspunkte des Querrahmens würde die Standsicherheit des Bauwerks aber erheblich beeinträchtigen können.

Mit der Überwachung der Risse an den Anschlüssen der Querträger unterhalb der Stahlobergurte der Hohlkastenstege können keine Rückschlüsse auf den Zustand der Schweißnähte oberhalb der Stahlobergurte der Hohlkastenstege getroffen werden. Inwieweit schon Schäden in den Schweißnähten oberhalb der Stahlobergurte der Hohlkastenstege zu den Schalwagenstützen hin aufgetreten sind, ist nicht bekannt. Auch von diesen Rissen könnte eine unmittelbare Gefahr für die Standsicherheit des Gesamtbauwerks ausgehen. Aus diesem Grund ist geplant, die Fahrbahnplatte an einigen Stellen von oben zu öffnen und auch hier eine Bestandsaufnahme durchzuführen.

Im Rahmen einer Instandsetzungsmaßnahme ist geplant, die aufgetretenen Schäden dauerhaft instand zu setzen. Dazu liegen erste Vorschläge vor. Dabei ist geplant, die Schweißnähte zu öffnen. Sie sollen durch eine Konstruktion ersetzt werden, mit der zwar Quer- und Längskräfte übertragen werden können, aber keine Momente. Da Schweißen in diesen Bereichen kritisch ist, sollen diese Konstruktionen vorrangig geschraubt werden.

Die Machbarkeit des Instandsetzungsvorschlags muss im Rahmen einer Ausführungsplanung und vor Ort geprüft werden.

Weiterer Ausblick

Nachdem die Ursachen bekannt waren, wurde geprüft, inwieweit weitere Brücken der Bundesfern- und Landesstraßen in Sachsen-Anhalt ähnliche Konstruktionen wie die Elbebrücke aufweisen. Dies trifft auf etwa 15 weitere Brücken in der Verwaltung des Landes Sachsen-Anhalt zu.

Die aufgetretenen Schäden an der Elbebrücke waren eine Folge des gleichzeitigen Auftretens verschiedener Randbedingungen. Wesentlich für die Schädigung ist die Ausbildung des oberen Anschlusspunktes der Querrahmen an die Fahrbahnplatte. Aufgrund des Schalwagenstuhls wurde eine nicht geplante biegesteife Verbindung geschaffen. Grundsätzlich ist das Eintreten ähnlicher Schädigungen an Bauwerken mit solcher

Konstruktion möglich. Umfang und Zeitraum sind aber abhängig von weiteren Einflüssen, die sich bei der vorgestellten Brücke ungünstig überlagern. Die Recherchen in den Bauwerksunterlagen haben zu dem Ergebnis geführt, dass bei keiner Brücke mit ähnlicher Konstruktion die gleichen Randbedingungen wie bei der Elbebrücke vorhanden sind.

Zukünftig wird wie folgt vorgegangen:

- Grundsätzlich Durchführung von Prüfungen aus besonderem Anlass nach der Erneuerung von Asphaltsschichten.
- Im Rahmen der zyklischen Bauwerksprüfungen sind die problematischen Bereiche im Besonderen auf ähnliche Schäden zu untersuchen.

Bei den bisher durchgeführten Maßnahmen wurden Erfahrungen gesammelt, die auch auf weitere Bauwerke übertragbar sind:

- Neubaumaßnahmen: Bei der konstruktiven Ausbildung der oberen Anschlusspunkte sind die Hinweise des BMVI vom 26.04.2016 (Schreiben des BMVI an die Länder) zu beachten.
- Begehrbarkeit des Hohlkastens: Es ist zwingend notwendig, im Rahmen der Hauptprüfungen alle Bauteile und vor allem auch Schweißnähte handnah begutachten zu können. Nur so können unvorhergesehene Schäden auch erkannt werden.
- Einfache Erreichbarkeit der Schadstellen: Aufgrund der sich ergebenden Häufigkeit der Sonderprüfungen ist die einfache Erreichbarkeit der Schadstellen vorteilhaft. Bei der Elbebrücke können in der Regel die mutmaßlichen Schadstellen recht einfach mit einer Leiter erreicht werden. Die Kosten für die notwendigen Hilfsmaßnahmen sind somit gering.
- Einfache Begehrbarkeit der Brücke: Bauwerksprüfer bzw. Firmen müssen die Brücke einfach und sicher begehen können. Entsprechende Beleuchtungseinrichtungen sind wichtig, um die Arbeitssicherheit zu gewährleisten.
- Parkmöglichkeit: Das Fahrzeug muss sicher in der Nähe des Bauwerks abstellbar sein. Zusätzliche Verkehrssicherungen, die eine verkehrliche Einschränkung darstellen, sollten dazu nicht notwendig sein.

Insoweit bei der Planung von Brücken die RBA-BRÜ oder zukünftig die RE-ING und die Hinweise des BMVI beachtet werden, können Schäden wie bei der Elbebrücke vermieden werden.

Literaturverzeichnis

/1/ Hanswille, Gerhard: Univ.-Prof. Dr.-Ing.; Porsch, Markus: Dr.-Ing.. Gutachterliche Stellungnahme zur Frage der Schadensursache der Rissbildung in den Schweißnähten im Bereich der oberen Querrahmenanschlüsse an den beiden Strombrücken der Elbebrücke Hohenwarthe im Zuge der BAB A2 (ASB 3736674 D1 und D2), 03.03.2016, 43 Seiten

VITA



Dipl.-Ing. Lars Heinz

Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt,
Zentrale

Fachgruppenleiter Bauwerksmanagement

Persönliche Daten

Name: Lars Heinz
Geboren 07.09.1972

Ausbildung

1996 bis 2001 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Leipzig
2001 bis 2003 Referendariat im Landesamt für Straßenbau Sachsen-Anhalt

Beruflicher Werdegang

2003 bis 2005 Dezernatsleiter Straßenbau im Straßenbauamt Halle
2005 bis 2007 Sachbearbeiter Brückenprüfung und –verwaltung, Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt, Hauptniederlassung
2007 bis 2012 Fachgruppenleiter Brückenprüfung und -verwaltung, Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt, Hauptniederlassung
Seit 2007 Fachgruppenleiter Bauwerksmanagement
Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt

Schadensfall an der stählernen Talbrücke „Obere Argen“ (A 96) durch einen LKW-Brand

Dipl.-Ing.(FH) Volker Weber
Regierungspräsidium Tübingen

Kurzfassung

Nach einem Vollbrand von 2 LKW's auf einer Stahlbrücke (Schrägseilbrücke) ging es um die Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Brücke.

1. Was ist passiert?

Pressemitteilung von „new-facts.eu: „Zwei Verletzte und hoher Sachschaden forderte ein Verkehrsunfall in der Nacht zum Dienstag, 03.03.2015, kurz vor 3.00 Uhr, auf der BAB A96 bei Neuravensburg. Ein 49-jähriger Pkw-Lenker hatte die Autobahn in Richtung Memmingen befahren und war auf der Talbrücke Obere Argen vermutlich infolge nicht angepasster Geschwindigkeit auf der glatten Fahrbahn ins Schleudern geraten und war gegen die Leitplanken auf der linken und rechten Seite geprallt. Zwei nachfolgende Lkw-Fahrer, die aufgrund des vor ihnen schleudernden Autos bremsen, kamen mit ihren Sattelzügen ebenfalls ins Schleudern und prallten seitlich zusammen. Die Lastwagen verkeilten sich ineinander und gerieten in Brand. Während der Autofahrer unverletzt blieb, mussten die beiden Lkw-Fahrer verletzt ins Krankenhaus gebracht werden. Die beiden Sattelzüge brannten komplett aus. Um das Feuer zu löschen, waren neben den Feuerwehren aus dem Landkreis Ravensburg auch die Lindauer Feuerwehr mit insgesamt 125 Mann und 27 Fahrzeugen im Einsatz.

Am 03.03.2015 um ca. 3 Uhr morgens geschah auf der Talbrücke Obere Argen ein Unfall mit 1 PKW und 2 LKW in Höhe von Querträger QT 48 auf der RF Memmingen. Die Fahrzeuge brannten aus. Die LKWs hatten Maschinenteile und Bauhilfsstoffe (Fertigmörtel, Epoxidharz) geladen.

Aufgrund der hohen Brandbelastung fand eine Begutachtung durch einen Mitarbeiter vom Referat 43 und Herrn Taube vom beauftragten Ingenieurbüro Konstruktionsgruppe Bauen aus Konstanz statt, um die Standsicherheit des betroffenen Überbauabschnittes einzuschätzen und zu beurteilen.



Abb. 8: Löscheinsatz



Abb. 9: Der Tag danach, Bergungsarbeiten



Abb. 10: Der Tag danach, Bergungsarbeiten



Abb. 11: Belagsschäden



Abb. 12: verschmorter Korrosionsschutz an der orthotropen Fahrbahnplatte



Abb. 13: verschmorter Korrosionsschutz an der orthotropen Fahrbahnplatte

2. Schadensuntersuchungen

Der Schaden liegt auf der Seite der Richtungsfahrbahn Memmingen im Bereich des Querträgers Nr. 48 in Nähe der mittleren (höchsten) Luftstütze. Aus der Haupttragwirkung liegt hier der Überbau und insbesondere die Fahrbahnplatte im Bereich von Druckspannungen. Die größte Brandlast liegt im Bereich des Kragarmes (Standspur und rechte Fahrspur).]

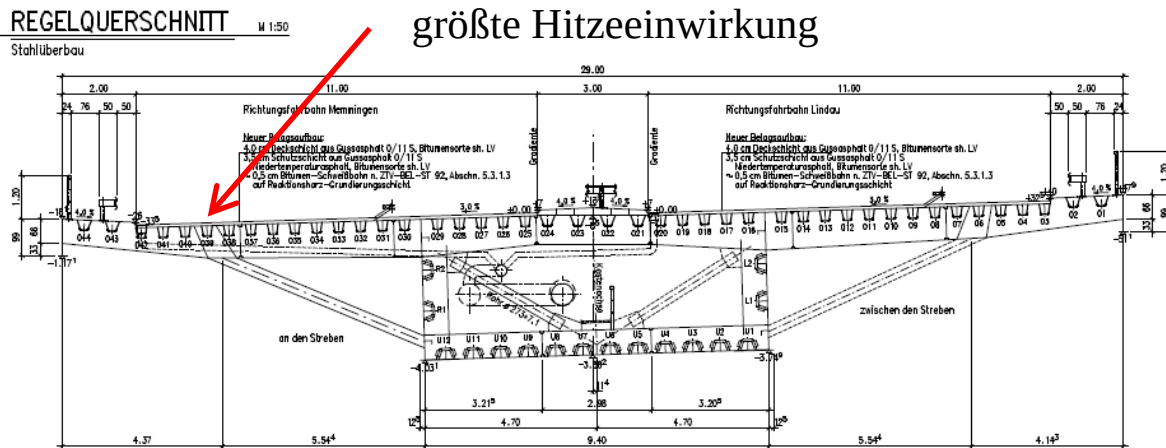


Abb. 14: Querschnitt

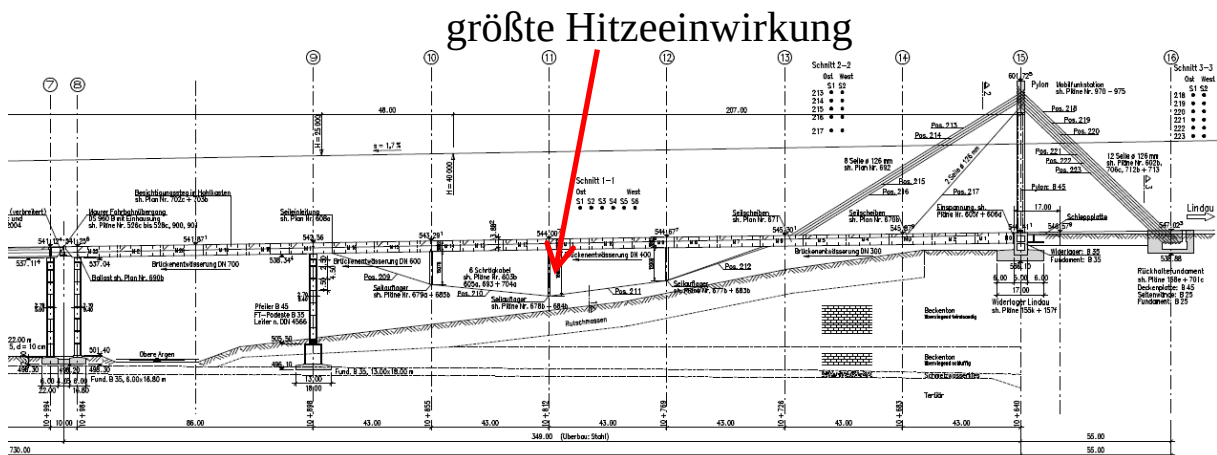


Abb. 15: Längsschnitt

3. Unmittelbare Beurteilung der Tragfähigkeit

- Bei der Erstbegutachtung zeigten sich keine Schädigungen an den Blechen und deren Korrosionsschutz. Sichtbare Schäden am Korrosionsschutz gab es nur im Bereich der Kappenbleche der Randkappe Fahrtrichtung München.
- Daraus wurde geschlossen, dass die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte zumindest im Bereich des Hohlkastens unverändert vorhanden ist. Deshalb hielten die Gutachter eine einspurige Verkehrsführung der Richtungsfahrbahn Memmingen neben dem Mittelstreifen ohne Schwerlastfahrzeuge für vertretbar.

4. Probenentnahme

Da nicht gänzlich ausgeschlossen werden konnte, ob die Deckbleche aufgrund der Hitzeeinwirkung Schaden genommen haben, wurden Stahlproben entnommen und labor-technisch untersucht.

Am 04.03.2015 zwischen ca. 10.30 und 16.00 Uhr wurden auf der Talbrücke Obere Argen an 4 Stellen der Fahrbahnplatte Werkstoffproben entnommen.



Abb. 16: Probeentnahme

5. Weitere Materialprüfungen

Im Zeitraum zwischen dem 05.03.2015 und dem 23.03.2015 wurden an den 4 Werkstoffproben folgende Materialprüfungen durchgeführt:

- Metallographische Untersuchungen
- Härteprüfungen
- Chemische Zusammensetzung
- Zugprüfungen
- Kerbschlagbiegeversuche

Die Ergebnisse der Prüfungen sind im Prüfungsbericht der MPA Stuttgart vom 02.04.2015 zusammengefasst.

6. Zusammenstellung aller Schäden

- Stark geschädigter Belagsaufbau im Bereich des Brandherdes mit örtlich tiefen Eindrückungen durch die heißen Stahlteile der LKW.
- Probestelle zur Entnahme einer Stahlprobe außerhalb der Belagsschäden (Referenzprobe) mit entfernter Abdichtung.
- Zerstörte Schutzplankenkonstruktionen (Super-Rail-Eco BW) und deren Verankerungen im Bereich der Mittelkappe.
- Starke Schädigung des RHD-Belages auf der Mittelkappe durch zahlreiche Abschürfungen bis auf das Deckblech.

7. Ergebnisse

- Der Brückenbelag schirmte das Fahrbahndeckblech offensichtlich vor übergroßer Hitzeeinwirkung ab, so dass es hier zu keiner Schädigung der Bleche und deren Beschichtung kam.
- Die direkte Hitzeeinwirkung von oben auf das Kappendeckblech hat zwar zur Schädigung der darunterliegenden Beschichtung (nach Blatt 87, nicht hitzebeständig) geführt, nicht aber das Blech selbst geschädigt.
- Damit ist auch die Tragfähigkeit der Brücke nicht eingeschränkt.

Literaturverzeichnis

/1/ Pressemitteilung von „new-facts.eu

/2/ Prüfungsbericht der MPA Stuttgart vom 02.04.2015

VITA



Dipl.-Ing. (FH) Volker Weber
Regierungspräsidium Tübingen
Referat 43 - Ingenieurbau

Persönliche Daten

Name: Volker Weber
Geboren 15.02.1976 in Donaueschingen

Ausbildung

1996 bis 1998 Ausbildung zum Bauzeichner im konstruktiven Ingenieurbau bei Schweickhardt & Erchinger, Tuttlingen
1999 bis 2003 Bauingenieurstudium an der Fachhochschule Biberach.
Vertiefung „Konstruktiver Ingenieurbau“

Beruflicher Werdegang

Seit 2003 Regierungspräsidium Tübingen, Referat 43: „Ingenieurbau“.
2003-2005 Planung von mehreren Brückenneubauten und Instandsetzungen
Seit 2005 Bauwerksprüfung an Autobahnen, Bundes- und Landesstraßen

Besichtigung von flachen Bauwerken

Dipl.-Ing. Bernd Schweigel
Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt

Kurzfassung

Aufzeigen von Möglichkeiten der Prüfung von flachen und nicht begehbaren Bauwerken. Technische Umsetzung der Besichtigung von Überbauunterseiten.

1. Allgemeines und Ausgangslage

Die Prüfung von Bauwerken mit einer lichten Höhe von $< 1,00$ m nach DIN 1076 ist nur mit erhöhtem Aufwand in Ausnahmefällen möglich. Bauwerke mit einer lichten Höhe von 80cm bis 100cm sind im Idealfall noch bekriechbar, jedoch ist zu beachten, dass eine handnahe Prüfung nahezu unmöglich ist. Die Sichtprüfung mit optischen und elektronischen Hilfsmitteln ist hier eine Möglichkeit, die Überbauunterseiten, Widerlager -und Pfeileransichten zu bewerten.



Abb. 17: Beispiele unzugänglicher Bauwerke

In der Örtlichkeit werden allgemein folgende Bauwerkszustände vorgefunden:

1. Bauwerkssohle mit und ohne Geröllablagerung
2. Bauwerkssohle verschlammt und mit Geröllablagerung
3. Bauwerkssohle mit ständiger Wasserführung: Wassertiefe bis 15 cm
4. Bauwerkssohle mit ständiger Wasserführung: Wassertiefe > 15 cm
5. Wasserspiegelniveau > 20 cm (Freibord) bis Überbauuntersicht (< 20 cm ist aus technischen Gründen nicht oder nur mit großem Aufwand realisierbar)

2. Konventionelle Befahrung und Probleme

Kanalbefahrungskameras können Objekte mit gereinigtem Sohlen und geringen Wasserstand problemlos befahren. Sie haben einen autarken Antrieb und bewegen sich somit selbst vorwärts. Hindernisse stellen hier ein Problem dar, was zum Abbruch der Befahrung führt. Im Allgemeinen sind Wasserstände bis ca. 30 cm möglich. Schlammablagerungen ab 10 cm führen zu Problemen bei der Fortbewegung.

Anbieter von Kanalbefahrungsdienstleistungen fordern eine gereinigte Sohle mit geringstem Wasserstand. Dies würde für einen großen Teil der betroffenen Bauwerke zu einem enormen Kostenaufwand führen. Weiterhin sind Eigentümerrechte und wasser- bzw. naturschutzrechtliche Anforderungen der Gewässer zu beachten. Eine Reinigung der Sohle unter dem Bauwerk sollte unter dem besonderen Aspekt einer funktionierenden Vorflut betrachtet werden. In wenigen Fällen wird der Eigentümer/Unterhaltungsverband in Bezug auf eine Bauwerksprüfung und aus Kostengründen bereit sein, Gräben und Bäche zu regulieren. Eine machbare Variante wäre, unter- und oberstromseitig das Gewässer anzustauen und danach partiell den Bauwerksbereich zu entwässern und die Sohle zu reinigen. Diese Verfahrensweise würde jedoch nur temporär erfolgreich sein, wenn nicht ebenso unterstromig ähnliche Sohl- und Grabenreprofilierungen stattfinden.

In Bezug auf die beschriebenen örtlichen Randbedingungen wurden von uns Überlegungen angestellt, Lösungen für eine Sichtprüfung der betroffenen Bauwerke zu finden.

3. Technische Lösungen

3.1 Anforderungen an die technische Lösung

Die Befahrung der Bauwerksuntersichten hängt wesentlich von der lichten Höhe und dem Zustand der Sohle ab. Weiterhin ist ein Geräteträger erforderlich der einerseits Sohlen mit geringem Wasserstand und andererseits Sohlen mit hohem Wasserstand befahren kann. Wichtig ist die Möglichkeit der Vorwärtsbewegung des Geräteträgers. Eine autarke Antriebsmöglichkeit wurde ausgeschlossen da sie unkontrollierbar ist und eine wesentliche Erhöhung des Eigengewichtes des Geräteträgers verursacht. Dazu wurden spezielle Geräteträger „**Radachse**“ und **Surfboard** entwickelt, die die örtlichen Gegebenheiten berücksichtigen.



Abb. 18: Geräteträger Radachse und Surfboard

Die technische Anbindung des Geräteträgers zur Überwachungseinheit wurde ursprünglich über Funk und WLAN konzipiert. Diese Art der Übertragung ist äußerst stör anfällig und nicht zu empfehlen. Es werden grundsätzlich LAN-Kabel und HDMI-Kabel eingesetzt, die Kabellängen bis ca. 50 m ermöglichen. Hier sind enorme Datenübertragungsraten möglich und ebenso die Steuerung und Überwachung der Aufnahmetechnik.

Wichtig für uns war, den finanziellen Aufwand für die Technik zu begrenzen (ca. 3.000 Euro), die einfache Handhabung sowie die weitere universelle Verwendung der Einzelkomponenten zu gewährleisten.

3.2 Technische Ausstattung und Überlegungen

3.2.1 Aufnahmetechnik

Die Auswahl der technischen Geräte war mit viel Aufwand und Probieren verbunden. Dazu sind Überlegungen auch zu den örtlichen Gegebenheiten von besonderer Wichtigkeit. Die Wahl der Aufnahme- und Fototechnik ist hier der primäre Faktor für verwertbare Prüfergebnisse. Zum Einsatz kommende Kameras sollten steuerbar sein und eine visuelle Überwachung ermöglichen. Weiter ist die Empfindlichkeit der Aufnahmeelektronik (CMOS / CCD) und deren Sensorgröße von größter Bedeutung. Entscheidend für unsere Einsatzbedingungen ist aber der diagonale Bildwinkel, da der Abstand zum Objekt teilweise kleiner als 30 cm ist. Der Einsatz von Spiegelreflexkameras ist hier nur begrenzt möglich. Superweitwinkelobjektive sind verhältnismäßig groß und lassen sich somit partiell ab 30 cm lichter Höhe einsetzen. Eine Superweitwinkelbrennweite von 17 mm hat einen diagonalen Bildwinkel von 104°. Es lassen sich dadurch nur partielle Aufnahmen vom Objekt anfertigen. Um hier Abhilfe zu schaffen, wurde der Einsatz von sogenannten Actioncams favorisiert.



Abb. 19: Detail Aufnahmetechnik am Geräteträger Radachse

Eine gute Actioncam hat einen Bildwinkel von ca. 170°. Actioncams lassen sich vielseitig verwenden und werden ebenso von einem Unterwassergehäuse vor Beschädigungen und Feuchtigkeit geschützt. Wichtig ist auf die Leistung der Actioncam zu achten. Sie sollte Full-HD (1920 x 1080 Pixel) bei 60 Bildern pro Sekunde beherrschen. Damit

ist es nach einer erfolgten Befahrung möglich, bildweise die Situation im und unter dem Bauwerk auszuwerten und einzelne Bilder für den Prüfbericht bereitzustellen. Sehr gute Actioncams liefern eine Auflösung bis 4K (UHD; 3840 × 2160 Pixel). Wichtig für den Einsatz dieser Kamera ist das Vorhandensein eines HDMI-Out Anschlusses. Hier besteht die Möglichkeit der durchgängigen Beobachtung des Innenraumes und der Zuordnung von Schäden. Die Erzeugung eines Videofilmes mit einer hohen Auflösung ist für das Erkennen und Beschreiben der Schäden am Bauwerk vor Ort unabdingbar.

3.2.2 Beleuchtung

Entscheidend für eine gute Aufnahmequalität ist die Beleuchtung des Innenraumes. Es waren viele Versuche notwendig, um geeignetes Material zu finden. Herkömmliche Glüh-, Halogen- oder LED-Lampen haben den Nachteil, dass sie einen kleinen, extrem hellen Leuchtpunkt erzeugen und Randbereiche ungenügend ausleuchten. Beim Automatikbetrieb der Kamera wird der Sensor sich an den besser beleuchteten Bereich kalibrieren. Für die Beleuchtung der Innenräume werden nur noch LED Baustrahler mit einer Lichttemperatur von 4500 -6000K und einen LED-Chip eingesetzt. Die LED-Strahler sind autark (Akku) mit einer Lichtleistung von mind. 1300 lm und haben den Vorteil das Licht breit- und großflächig zu streuen. LED mit einer Lichttemperatur über 6500 K sollten wegen des blauen Lichtanteiles nicht zum Einsatz kommen, da diese die farbliche Darstellung verfälschen.



Abb. 20: Detail Beleuchtung, Aufnahmetechnik und Messeinrichtung

3.2.3 Standortlokalisierung im Bauwerk

Eine weitere Problematik besteht darin, den Kamerastandort permanent messtechnisch zu erfassen. Eine elektronische Abstandsmessung mit Abbildung in einem digitalen Bild ist äußerst aufwendig und mit hohen Kosten verbunden. Wir haben uns für eine einfache mechanische Lösung entschieden. Dazu wurde ein Messrad umgebaut und mit einer hochfesten Angelschnur versehen. Durch Abwickeln der Schnur kann die Distanz im Dezimeterbereich festgestellt werden kann. Die Abbildung des Abstandes wird durch die Kamera erfasst. Diese Messvariante ist auf Grund des Aufbaues zur Zeit nur mit dem Geräteträger Surfbord realisierbar.



Abb. 21: Ausschnitt aus Aufnahme der Messeinrichtung am Bauwerk

Für Bauwerke mit geringem Wasserstand $< 15\text{ cm}$ und Hindernissen auf der Sohle, wo das Surfboard nicht eingesetzt werden kann, wird der Geräteträger „Radachse“ verwendet.



Kontrollmonitor

Funkgerät

Abb. 22: Befahrung eines engen Querschnitts

Hier erfolgt die Abstandsmessung über aneinandergereihte und markierte Fluchtstangen, sowie einer Funkübertragung (Sprechfunk) des jeweiligen Standortes. Die Messgenauigkeit liegt ebenso im Dezimeterbereich. Die Funkansage wird über die internen Mikrofone der Actioncams aufgezeichnet. Diese Variante hat sich in besonders engen Querschnitten bewährt.

3.2.4 Schadenaufnahme

Die visuelle Orientierung und Erfassung von Schäden kann beim Surfboard über eine netzwerkgekoppelte Spiegelreflexkamera erfolgen. Die Kamera wird mit Hilfe des CamRanger-Systems entweder vom Laptop, Tablet und Smartphone gesteuert. Der CamRanger besteht aus einer WiFi-Dongle-Fernsteuerung mit einem eigenständigen WLAN und theoretisch bis 50 m Reichweite. Da zwischen Theorie und Praxis Welten liegen, haben wir die Verbindung über ein 50 m langes Netzkabel störungsfrei hergestellt. Wichtigste Komponente ist der motorisierte Stativkopf. Er ermöglicht die elektronisch gesteuerte Kontrolle über die Position und den optischen Zoom der Kamera. Der Stativkopf wurde um 90° gedreht auf dem Board montiert. Somit kann er im Innenraum des Bauwerkes im Schwenkbereich von 180° Schäden erfassen. Der vertikale, bzw. hier der horizontale Schwenkbereich beträgt $\pm 15^\circ$. Mit diesem Gesamtsystem sind präzise Aufnahmen möglich. Der motorisierte Stativkopf lässt sich bei Normalanwendung um 360° drehen und somit wäre auch eine Einbindung in ein Monitoringssystem möglich.



Abb. 23: Komponenten des CamRanger-Systems

Beim Geräteträger „Radachse“ erfolgt die Schadenerfassung über die ActionCam selbst. Diese ist über ein HDMI-Kabel mit einem hochauflösenden 10 Zoll-Monitor verbunden. Beim Geräteträger Surfboard kann die Schadenserfassung alternativ auch über ActionCams erfolgen (siehe **Abb. 20**).

Entscheidend bei der Auswahl des Monitors ist die Leuchtdichte cd/m^2 (Candela / m^2) und ebenso der Full HD Standard. Eine hohe Leuchtdichte von mehr als 400 cd/m^2 ist zurzeit nur bei LED Displays möglich. Zum Einsatz kam ein Industriemonitor, der auch bei Tageslicht verwertbare Ergebnisse liefert. Dieses Aufnahmesystem hat sich in der Praxis bereits an mehreren Bauwerken bewährt.

4. Auswertung des Bildmaterials

Die Auswertung des Bildmaterials der Actioncam wird mit einer Videobearbeitungssoftware durchgeführt. Mit der Software lassen sich bei einer hohen Aufnahmequalität 1080p und 30/60 fps verwertbare digitale Fotos vom Schaden generieren. Auch durch die alleinige Betrachtung des Videos können Schäden und Zustände des Bauwerkes festgestellt werden.

5. Ausblick

Die hier vorgestellte Technik zur Prüfung von nicht zugänglichen Bauwerken kann sicher noch erweitert und verbessert werden. Mit jeder Anwendung der Technik und der Prüfsituation ergeben sich ständig Änderungen und Anpassungen der Aufnahmetechnik. Vorgesehen ist eine Möglichkeit der Unterwasserprüfung von Bauwerken zu entwickeln. Actioncams sind allgemein bis 40m Wassertiefe einsetzbar. Die Problematik der Beleuchtung und Lokalisierung ist hier gesondert zu betrachten, wie auch die Befahrung der Oberflächen des Bauwerkes bei starker Strömung.

6. Fazit

Die visuelle Prüfung von nicht begehbaren Bauwerksuntersichten- und Innenräumen ist in vielen Fällen nicht ausgeschlossen. Wir haben hier Möglichkeiten aufgezeigt, welche mit einem überschaubaren finanziellen Aufwand die Schadenslokalisierung und Erfassung ermöglichen.

Auch auf Vorleistungen Dritter zur Bauwerksprüfung, wie Grabenberäumungen, Vorflutregulierungen, Geröll- und Schlammabseitung, kann in vielen Fällen verzichtet werden. Es ist besser als nicht zu prüfen.

Grundsätzlich ist jedoch eine fachgerechte Entwurfs- und Ausführungsplanung von größter Wichtigkeit, um solche nicht handnah prüfbar Bauwerke von vornherein auszuschließen.

VITA



Dipl.-Ing. Bernd Schweigel

Landesstraßenbaubehörde

Sachsen-Anhalt

Regionalbereich Süd - Autobahn -

Persönliche Daten

Name: Bernd Schweigel
Geboren 10.01.1952 in Kötzschau

Ausbildung

1973 bis 1977 Studium Verkehrsbauwesen / HS für Verkehrswesen Dresden
1981 bis 1983 Postgr.Stud. Brückenprüfung / Instandsetzung / HfV Dresden

Beruflicher Werdegang

1977 bis 1980 Investbauleiter / Bezirksdirektion für Straßenwesen Halle/S.
1980 bis 1990 Brückening. Leiter Brückenmeisterei / VEB Autobahndirektion
1990 bis 1996 GF / Weißenfelser Brückeninstandsetzungs GmbH
(Nachfolge Brückenmeisterei infolge Zwangsprivatisierung)
Seit 1996 GF / Schweigel Ingenieurgesellschaft GmbH
Seit 2010 SB / Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt RB Süd

Teilnehmer 25. Bauwerksprüfertagung am 28./29.09.2016 in Kiel

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
1	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Adam	Jürgen	Landesbetrieb für Straßenbau Peter-Neuber-Allee 1 66538 Neunkirchen/Saar		j.adam@lfs.saarland.de
2	Frau		Aheimer	Beate	Regierungspräsidium Stuttgart Baureferat 47.1 Rollwagstraße 16 74072 Heilbronn		beate.ahaimer@rps.bwl.de
3	Herr	Dipl.-Ing.	Albrecht	Klaus	Landesbetrieb Straßenbau NRW ANL Krefeld - Region II Hansastraße 2 47799 Krefeld	02171/3409-326	klaus.albrecht@strassen.nrw.de
4	Herr	Dipl.-Ing.	Anders	Andrej	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Zentrale Hasselbachstraße 6 39104 Magdeburg	0345/5718729	andrej.anders@lsbb.sachsen-anhalt.de
5	Frau		August	Pia	WSA Nürnberg Marientorggraben 1 90402 Nürnberg	0911-2000-232	pia.august@wsv.bund.de
6	Herr	Dipl.-Ing.	Babucoglu	Sinan	Regierungspräsidium Karlsruhe 76247 Karlsruhe	0721/926-0	sinan.babucoglu@rpk.bwl.de
7	Herr	Dipl.-Ing.	Badengoth	Johannes	Landesbetrieb Straßenbau NRW ANL Hamm - Region II Otto-Krafft-Platz 8 59065 Hamm	02381/912-254 0172/5286195	johannes.badengoth@strassen.nrw.de
8	Herr	Dipl.-Ing.	Barthel	Klaus	Stadt Leipzig Verkehrs- und Tiefbauamt Abt. Brückenbau und - unterhaltung Prager Straße 118 - 136, Haus C 04092 Leipzig	0341/123-7602 0341/123-7603	klaus.barthel@leipzig.de
9	Herr	Dipl.-Ing.	Bartols	Michael	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg		michael.bartols@lsbg.hamburg.de
10	Frau	Dipl.-Ing.	Bäuml	Kerstin	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Zentrale Hasselbachstraße 6 39104 Magdeburg	0340/6509-2153	kerstin.bauml@lsbb.sachsen-anhalt.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
11	Herr		Bausch	Torsten	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Ville-Eifel, AS Würselen - Region III Adenauerstraße 20 52146 Würselen	02405/4323-326	torsten.bausch@strassen.nrw.de
12	Herr		Becker	Holger	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe		holger.becker@baw.de
13	Frau	Dipl.- Ing.	Becker	Ines	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Zentrale Hasselbachstraße 6 39104 Magdeburg	0391/567-2898	ines.becker@lsbb.sachsen-anhalt.de
14	Herr	Dipl.- Ing.	Beiersdorf	Tristan	Freie Hansestadt Bremen Amt für Straßen und Verkehr Herdentorsteinweg 49/50 28195 Bremen	0421/361-9750	tristan.beiersdorf@asv.bremen.de
15	Herr		Beilfuß	Jörg	Stadt Flensburg Technisches Betriebszentrum 2.4 Straßenunterhaltung Schleswiger Straße 76 24941 Flensburg	0461/85-2703 0461/85-1091	joerg.beilfuss@tbz-flensburg.de
16	Herr	Dipl.- Ing.	Beuers	Peter	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	0251/13336-735 0152/01594110	peter.beuers@strassen.nrw.de
17	Frau	Dipl.- Phys.	Beyer	Erika	Landesbetrieb Straßen- wesen Brandenburg Betriebssitz Hoppegarten SG Bauwerksprüfung Lindenallee 51 15366 Hoppegarten	03342/355-743 03342/355-710	erika.beyer@ls.brandenburg.de
18	Herr	Dipl.- Ing.	Bier	Norbert	WSA Trier Pacelliufer 16 54290 Trier		norbert.bier@wsv.bund.de
19	Herr	Dipl.- Ing.	Birker	Ulrich	WNA Helmstedt FBM Walbecker Straße 23b 38350 Helmstedt		ulrich.birker@wsv.bund.de
20	Herr	Dipl.- Ing. (FH)	Blum	Klaus	Regierungspräsidium Freiburg 79083 Freiburg im Breisgau	0761/208-4426	klaus.blum@rpf.bwl.de
21	Herr		Bodem	Gerhard	Stadt Frankfurt am Main - Der Magistrat - Amt für Straßenbau und Erschließung Adam-Riese-Straße 25 60327 Frankfurt/Main	069/212-34060	gerhard.bodem@stadt-frankfurt.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
22	Herr	Dipl.-Ing.	Bohg	Günter	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen		guenther.bohg@strassen.nrw.de
23	Herr		Boldt	Martin	Hamburg Port Authority AöR Niedernfelder Ufer 2 20457 Hamburg		-
24	Frau		Bongard	Michaela	Prüfungsamt des Bundes Frankfurt/M. Geschäftsbereich des Bundesrechnungshofes SG Straßenbau Kaiserkroneweg 1 60433 Frankfurt/Main	0228/99-7222-162 0228/99-7222-6-162	michaela.bongard@brh.bund.de
25	Herr	Dipl.-Ing.	Bonz	Wolfgang	Regierungspräsidium Stuttgart Postfach 80 07 09 70507 Stuttgart	0711/904-14311	wolfgang.bonz@rps.bwl.de
26	Herr	Dipl.-Ing.	Brähne	Axel	Stadtverwaltung Erfurt Tiefbau- und Verkehrsamt Steinplatz 1 99085 Erfurt	0361/655-3137 0361/655-3178	axel.braehne@erfurt.de
27	Herr		Brandt	Matthias	Kreis Steinburg Kreisbauamt - Abteilung Straßenbau Lise-Meitner-Straße 12 25524 Itzehoe	04821/17831-62 04821/17831-66	brandt@steinburg.de
28	Herr		Braun	Henry	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg SG Bauwerksprüfung Bohnsdorf		-
29	Herr	Dipl.-Ing.	Brauneis	Thomas	Landesamt für Straßenbau und Verkehr NL Meißen Heinrich-Heine-Straße 23c 01662 Meißen	03521/71891413	thomas.brauneis@lasuv.sachsen.de
30	Herr	Dipl.-Ing.	Breitkopf	Markus	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Regionalbereich Süd FG Brücken- und Ingenieurbau An der Fliederwegkaserne 21 06130 Halle (Saale)	0345/48237321	markus.breitkopf@lsbb.sachsen-anhalt.de
31	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Butzke	Klaus	Regierungspräsidium Karlsruhe 76247 Karlsruhe	0721/926-3807	klaus.butzke@rpk.bwl.de
32	Herr		Butzlaff	Martin	WNA Magdeburg Kleiner Werder 5C 39114 Magdeburg		martin.butzlaff@wsv.bund.de
33	Frau	Dipl.-Ing. (FH)	Conle	Ulrike	Regierungspräsidium Stuttgart Postfach 80 07 09 70507 Stuttgart	07143/376-304	ulrike.conle@rps.bwl.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
34	Frau	Dipl.-Ing.	de Witt	Nicole	Landesbetrieb Straßenbau NRW Regionalniederlassung Ruhr Haus Bochum - Region II Harpener Hellweg 1 44791 Bochum	0234/9552-467 0152/01594161	nicole.de-witt@strassen.nrw.de
35	Herr	Dipl.-Ing.	Degenhardt	Kay	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Betriebssitz Hoppegarten Dezernat 55 Lindenallee 51 15366 Hoppegarten	03342/355-523 03342/355-303	kay.degenhardt@ls.brandenburg.de
36	Herr	Dr.-Ing.	Dibeh	Tayssir	LIST GmbH Rochlitz Seminarstraße 4 09306 Rochlitz	03737/784-400	Tayssir.dibeh@list.smwa.sachsen.de
37	Herr	Dipl.-Ing.	Diers	Bernhard	Freie und Hansestadt Bremen Amt für Straßen und Verkehr Herdentorsteinweg 49/50 28195 Bremen	0421/361-9752	bernhard.diers@asv.bremen.de
38	Herr		Dollowski	Peter	Eisenbahn-Bundesamt Zentrale / Referat 21 Heinemannstraße 6 53175 Bonn	0228/9826-216 0228/9826-9-216	dollowski@eba.bund.de
39	Herr	Dipl.-Ing.	Drescher	Christian	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	0209/3808-515 0162/2398077	christian.drescher@strassen.nrw.de
40	Herr	Dipl.-Ing.	Ebeling	Kai	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg	040/428262657	kai.ebeling@lsbg.hamburg.de
41	Frau	Dipl.-Ing.	Ehrler	Heike	Regierungspräsidium Karlsruhe 76247 Karlsruhe	0721/926-2736	heike.ehrler@rpk.bwl.de
42	Herr		Ellwanger	Reiner	Rese-Video e. K. Am Markplatz 7 76547 Sinzheim	07221/804467	reiner.ellwanger@rese-video.de
43	Herr	Dipl.-Ing.	Endmann	Martin	Regierungspräsidium Stuttgart Postfach 80 07 09 70507 Stuttgart	0711/904-14715	martin.endmann@rps.bwl.de
44	Herr		Esser	Ralf	Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG Niederlassung Wilhelms- haven Neckarstraße 10 26382 Wilhelmshaven	04421/4800-599 0151/51679383	resser@nports.de
45	Herr		Flutwedel	Gunther	WNA Magdeburg Kleiner Werder 5C 39114 Magdeburg		gunther.flutwedel@wsv.bund.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
46	Herr	Dipl.-Ing.	Friebel	Wolf-Dieter	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Robert-Schuman-Platz 1 53175 Bonn	0228/300-5175 0228/300-807-5175	wolf.friebel@bmvi.bund.de
47	Herr	Dipl.-Ing.	Friese	Friso	Deutsche Einheit Fernstraßenplanung- und -bau GmbH - DEGES - Zimmerstraße 54 10117 Berlin		friese@deg.es.de
48	Herr	Dipl.-Ing.	Gebauer	Matthias	Ingenieurbüro Grassl GmbH Hohler Weg 4 20459 Hamburg	040-37093-124	mgebauer@grassl-ing.de
49	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Gey	Markus	Ministerium für Verkehr und Infrastruktur Postfach 10 34 52 70029 Stuttgart	0711/231-3638	markus.gey@mvi.bwl.de
50	Herr		Gorgius	Jens	Landeshauptstadt Dresden Straßen- und Tiefbauamt SB Bauwerksprüfung St. Petersburger Straße 9 01069 Dresden		-
51	Herr		Gosmann	Steffen	Eisenbahn-Bundesamt Zentrale / Referat 21 - Fachstelle Standsicherheit bei der Außenstelle Hamburg/Schwerin Schanzenstraße 80 20357 Hamburg	040/23908-285 040/23908-299	gosmanns@eba.bund.de
52	Herr	Dipl.-Ing.	Graber	Klaus	Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen Referat III A 3 Jürgensplatz 1 40219 Düsseldorf	0211/3843-3222 0211/3843-93-3222	klaus-achim.graber@mbwsv.nrw.de
53	Herr	Dipl.-Ing.	Griesbach	Rolf	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	02171/3409-329 0172/2035170	rolf.griesbach@strassen.nrw.de
54	Frau	Dipl.-Ing.	Güldenzoph	Wiebke	Landeshauptstadt Kiel Tiefbauamt Abt. Stadtentwässerung Knooper Weg 99 24116 Kiel	0431/901-4330 0431/901-74-4330	wiebke.gueldenzoph@kiel.de
55	Herr	Dr.-Ing.	Haardt	Peter	Bundesanstalt für Straßenwesen Brüderstraße 53 51427 Bergisch Gladbach	02204/43-810	-
56	Frau	Dipl.-Ing.	Hansen	Olga	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg	040/428262394	olga.hansen@lsbg.hamburg.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
57	Herr	Dipl.-Ing.	Harms	Dieter	WSA Emden Am Eisenbahndock 3 26725 Emden		dieter.harms@wsv.bund.de
58	Herr	Dipl.-Ing.	Harnos	Alfred	Hamburger Hochbahn AG Steinstraße 20 20095 Hamburg	040/32882498	alfred.harnos@hochbahn.de
59	Frau		Hartwig	Anke	Landeshauptstadt Dresden Straßen- und Tiefbauamt SB Bauwerksprüfung St. Petersburger Straße 9 01069 Dresden		-
60	Herr	Dipl.-Ing.	Häuber	Thomas	Sächsisches Staats- ministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr Wilhelm-Buck-Straße 2 01097 Dresden	0351/564-8638 0351/564-8609	thomas.haeuber@smwa.sachsen.de
61	Frau	Dipl.-Ing.	Hawemann	Anke	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Regionalbereich Süd An der Fliederwegkaserne 21 06130 Halle (Saale)	0345/48237820	anke.hawemann@lsbb.sachsen-anhalt.de
62	Herr		Heine	Hagen	WNA Helmstedt FBM Walbecker Straße 23b 38350 Helmstedt		hagen.heine@wsv.bund.de
63	Herr	Dipl.-Ing.	Heinz	Lars	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Zentrale Hasselbachstraße 6 39104 Magdeburg	0391/567-2897	lars.heinz@lsbb.sachsen-anhalt.de
64	Herr	Dipl.-Ing.	Hennerici	Karl-Heinz	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Ville-Eifel, AS Würselen - Region III Adenauerstraße 20 52146 Würselen	02405/4323-323 0173/2973105	karl-heinz.hennerici@strassen.nrw.de
65	Frau	Dipl.-Ing.	Henze	Bettina	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Regionalbereich Süd An der Fliederwegkaserne 21 06130 Halle (Saale)	0345/48237320	bettina.henze@lsbb.sachsen-anhalt.de
66	Herr	Dipl.-Ing.	Henze	Johannes	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrs- management Untere Königsstraße 95 34117 Kassel	0561/7667-520 0561/7667-150	johannes.henze@mobil.hessen.de
67	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Herdrich	Rudolf	Regierungspräsidium Freiburg 79083 Freiburg im Breisgau	0761/208 4418	rudolf.herdrich@rpf.bwl.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
68	Herr	Dipl.-Ing.	Herz	Wolfgang	Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz Großprojekte / Bauwerks- management -prüfung PB VI /30 Friedrich-Ebert-Ring 14 - 20 56068 Koblenz	0261/3029-1308 0170/8543524 0261/29141-1164	wolfgang.herz@lbp.rlp.de
69	Herr		Herzog	Andreas	Stadt Frankfurt am Main - Der Magistrat - Amt für Straßenbau und Erschließung Adam-Riese-Straße 25 60327 Frankfurt/Main	069/212-35235 0160/90755474 069/212-47112	andreas.herzog.amt66@stadt-frankfurt.de
70	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Heyl	Peter	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Dezernat 22 - Ingenieurbau Hallesche Straße 15 99085 Erfurt		peter.hey@tlbv.thueringen.de
71	Herr	Dipl.-Ing.	Hild	Michael	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrs- management Moritzstraße 16 35683 Dillenburg	02771/840-325	michael.hild@mobil.hessen.de
72	Herr	Dipl.-Ing.	Hirschfeld	Christoph	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Dezernat 22 - Ingenieurbau Hallesche Straße 15 99085 Erfurt		christoph.hirschfeld@tlbv.thueringen.de
73	Herr		Hocewar	Andreas	Rese-Video e. K. Am Markplatz 7 76547 Sinzheim		-
74	Herr		Hoffmann	Henry	DB Netz AG Technische Unterstützung (I.NP-W-I(TT)) Brügelmannstraße 16 - 18 50679 Köln	0221/14141703	henry.hoffmann@deutschebahn.com
75	Herr	Dipl.-Ing.	Hofmann	Achim	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrs- management Gutenbergstraße 2 - 4 63571 Gelnhausen	06051/832-328	achim.hofmann@mobil.hessen.de
76	Herr	Dipl.-Ing.	Holldorf		Landeshauptstadt Kiel Tiefbauamt - Abt. Ingenieurbau Stresemannplatz 5 24103 Kiel	0431/901-4545 0431/901-6-4540	u.holldorf@kiel.de
77	Herr	Dipl.-Ing.	Hollkott	Udo	Landesbetrieb Straßenbau NRW ANL Hamm - Region II Otto-Krafft-Platz 8 59065 Hamm	02381/912-211 0162/2398319	udo.hollkott@strassen.nrw.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
78	Herr	Dipl.-Ing.	Holst	Ralph	Bundesanstalt für Straßenwesen Referat B4 - Grundsatzfragen der Bauwerkserhaltung Brüderstraße 53 51427 Bergisch Gladbach	02204/43-841 02204/43-673	holst@bast.de
79	Herr	Dipl.-Ing.	Hoth	Jörg	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Niederlassung Lübeck Jerusalemsberg 9 23568 Lübeck	0451/371-2194	joerg.hoth@lbv-sh.landsh.de
80	Herr		Husemann	Karl-Heinz	Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr Dezernat 32 Göttinger Chaussee 76 A 30453 Hannover		-
81	Frau		Huth	Anja	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Niederrhein - Region III Breitenbachstraße 90 41065 Mönchengladbach	02161/409-337 0172/2477060	anja.huth@strassen.nrw.de
82	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Isop	Mark	Autobahndirektion Südbayern Dienststelle Kempten Rottachstraße 11 87439 Kempten		mark.isop@abdsb.bayern.de
83	Herr	Dipl.-Ing.	Jäger	Jörg	WSA Kiel-Holtenau Schleuseninsel 2 24159 Kiel		joerg.jaeger@wsv.bund.de
84	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Kahmann	Christoph	Stadt Bielefeld Amt für Verkehr - 660.33 - August-Bebel-Straße 92 33602 Bielefeld		christoph.kahmann@bielefeld.de
85	Herr	Dipl.-Ing.	Kayali	Cevdet	Landesbetrieb Straßenbau NRW ANL Krefeld - Region II Hansastraße 2 47799 Krefeld	02151/819-359	cevdet.kayali@strassen.nrw.de
86	Frau	Dipl.-Ing.	Kettler	Iris	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	02511/33367-32 0152/01594111	iris.kettler@strassen.nrw.de
87	Herr	Dipl.-Ing.	Klatter	Leo	Afdeling Instandhouding Constructies en Onderhoud Rijkswaterstaat Grote Projecten en Onderhoud Griffioenlaan 2 3526 LA Utrecht - NIEDERLANDE	06 50 41 94 52	leo.klatter@rws.nl
88	Herr	Dipl.-Ing.	Kmuch	Thomas	Landesamt für Straßenbau und Verkehr NL Zschopau Hans-Link-Straße 4 09131 Chemnitz	0371/4660-3130	thomas.kmuch@lasuv.sachsen.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
89	Herr	Dipl.-Ing.	Knue	Josef	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt Robert-Schuman-Platz 1 53175 Bonn		josef.knue@wsv.bund.de
90	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	König	Wilfried	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Dezernat 22 - Ingenieurbau Hallesche Straße 15 99085 Erfurt		wilfried.koenig@tlbv.thueringen.de
91	Frau		Krauz	Christina	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg		-
92	Frau		Kretschmann	Venita	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg SG Konstruktiver Ingenieurbau Potsdam		-
93	Frau	Dipl.-Ing.	Krone	Christina	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Regionalbereich Süd SG Konstruktiver Ingenieurbau Von-Schön-Straße 11 03050 Cottbus		-
94	Herr	Dipl.-Ing.	Labjon	Reinhard	WSA Rheine Münsterstraße 77 48431 Rheine		reinhard.labjon@wsv.bund.de
95	Herr	Dipl.-Ing.	Langer	Andreas	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Betriebssitz Hoppegarten SG Bauwerksprüfung Lindenallee 51 15366 Hoppegarten	03342/355-518 03342/355-710	andreas.langer@ls.brandenburg.de
96	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Lauterbach	Volker	Autobahndirektion Nordbayern Dienststelle Bayreuth Wittelsbacherring 15 95444 Bayreuth	0921/7569-244 0173/8630323 0921/7569-291	volker.lauterbach@abdnb.bayern.de
97	Herr		Leese	Holger	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Dienstort Finowfurt SG Bauwerksprüfung		-
98	Frau	Dipl.-Ing.	Lehmitz	Nadine	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg		nadine.lehmitz@lsbg.hamburg.de
99	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Leicht	Waldemar	Regierungspräsidium Stuttgart Postfach 80 07 09 70507 Stuttgart	07141/3031-710	waldemar.leicht@rps.bwl.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
100	Herr		Lentz	Nils	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer FB Straßentunnel und Verkehrstelematik Holmbrook 15 - 15a 22605 Hamburg	040/428104-206	nils.lentz@lsbg.hamburg.de
101	Herr	Dipl.-Ing. (TU)	Leopold	Lutz	Stadt Dessau-Roßlau Tiefbauamt Zerbster Straße 4 06844 Dessau-Roßlau	0340/2041469	lutz.leopold@dessau-rosslau.de
102	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Löffel	Martin	Regierungspräsidium Karlsruhe 76247 Karlsruhe	0721/926-6558	martin.loeffel@rpk.bwl.de
103	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Lösel	Niklas Oliver	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Niederrhein - Region III Breitenbachstraße 90 41065 Mönchengladbach	02161/409-383	niklas.loesel@strassen.nrw.de
104	Herr	Dipl.-Ing.	Lüder	Volker	Stadt Dortmund Tiefbauamt Fachsparte Ingenieurbau Königswall 14 44122 Dortmund	0231/50-24753 0231/50-29578	vlueder@stadtdo.de
105	Frau	Dipl.-Ing.	Lühmann	Simone	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Regionalbereich Nord Sachsenstraße 11 A 39576 Stendal	03931/687157	simone.luehmann@lsbb.sachsen-anhalt.de
106	Herr	B. Eng.	Lutz	Michael	Regierungspräsidium Stuttgart Postfach 80 07 09 70507 Stuttgart	0711/904-14325	michael.lutz@rps.bwl.de
107	Herr	Dipl.-Ing.	Lux	Rainer	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Zentrale Hasselbachstraße 6 39104 Magdeburg	039204/896-40	rainer.lux@lsbb.sachsen-anhalt.de
108	Herr	Dipl.-Ing.	Marx	Klaus	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	0251/1333-6738 0152/01594112	klaus.marx@strassen.nrw.de
109	Herr	Dr.-Ing.	Marzahn	Gero	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Robert-Schuman-Platz 1 53175 Bonn	0228/300-5170 0228/300-807-5170	gero.marzahn@bmvi.bund.de
110	Herr	Dipl.-Ing.	Mattern	Karl-Heinrich	Landesbetrieb Straßenbau NRW ANL Hamm - Region II Otto-Krafft-Platz 8 59065 Hamm	02381/912-236 0162/2398229	karl-heinrich.mattern@strassen.nrw.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
111	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Matthies	Ronnie	Hansestadt Lübeck Bereich 5.660.4, Brückenbau Mühlendamm 12 23539 Lübeck		ronniematthies@luebeck.de
112	Herr	Dipl.-Ing.	Meier	Andreas	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Abteilung X - Tiefbau Objektbereich Ingenieurbauwerke Württembergische Straße 6 10707 Berlin		andreas.meier@senstadtum.berlin.de
113	Herr	Prof. Dr.-Ing.	Mertens	Martin	Dr. Mertens Ingenieurgesellschaft mbH Im Auwelt 45/120 47624 Kevelaer		mertens-ingenieure@gmx.de
114	Herr	Dipl.-Ing.	Meyer	Matthias	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Niederlassung Rendsburg Kieler Straße 19 24768 Rendsburg	04331/784-0	matthias.meyer@lbv-sh.landsh.de
115	Herr	Dipl.-Ing.	Miller	Christoph	Servicebetrieb Öffentlicher Raum Nürnberg Brücken-/Bauwerksüberwachung (SÖR/1-B/2) Bauhof 2 90402 Nürnberg		christoph.miller@stadt.nuernberg.de
116	Herr	Dipl.-Ing.	Möller	Thomas	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer FB Straßentunnel und Verkehrstelematik Holmbrook 15 - 15a 22605 Hamburg	040/428104-122 040/428104-219	thomas.moeller@lsbg.hamburg.de
117	Herr	Dipl.-Ing.	Müller	Bernd	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Niederlassung Leipzig Maximilianallee 3 04129 Leipzig	0341/24223122	bernd.mueller@lasuv.sachsen.de
118	Herr	Dipl.-Ing.	Müller	Uwe	Freie und Hansestadt Bremen Amt für Straßen und Verkehr Herdentorsteinweg 49/50 28195 Bremen	0421/361-9718 0173/6150982 0421/4969718	uwe.mueller@asv.bremen.de
119	Herr		Müller	Christian	Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr Dezernat 32 Göttinger Chaussee 76 A 30453 Hannover		-

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
120	Frau	Dipl.-Ing.	Nachtrab	Bettina	WSA Nürnberg Marientorgraben 1 90402 Nürnberg		bettina.nachtrab@wsv.bund.de
121	Herr		Nagel	Eike	Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr Dezernat 32 Göttinger Chaussee 76 A 30453 Hannover		-
122	Herr		Neuber	Stefan	DB Netz AG Technische Unterstützung (I.NP-N-I(T)) Lindemannallee 3 30173 Hannover	0511/286-49120	stefan.neuber@deutschebahn.com
123	Herr	Dipl.-Ing.	Neuburg	Dirk	Magistrat der Stadt Wien MA 29 Brückenbau und Grundbau Wilhelminenstraße 93 1160 Wien Österreich	+43(0)1-4000-96981 +43(0)1-4000-9996981	dirk.neuburg@wien.gv.at
124	Herr		Niemann	Peter	Eisenbahn-Bundesamt Zentrale / Referat 21 - Fachstelle Standsicherheit bei der Außenstelle Hamburg/Schwerin Schanzenstraße 80 20357 Hamburg	040/23908-210 040/23908-299	niemannp@eba.bund.de
125	Herr	Dipl.-Ing.	Opani	Shahir	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Niederlassung Lübeck Jerusalemsberg 9 23568 Lübeck	0451/371-2207	shahir.opiani@lbv-sh.landsh.de
126	Herr	Dipl.-Ing.	Ostendorf	Ralf	Wirtschaftsbetrieb Hagen (WBH) FG Brücken- und Ingenieurbauwerke Eilper Straße 132 - 136 58091 Hagen	02331/3677-210 02331/3677-5999	rostendorf@wbh-hagen.de
127	Frau	Dipl.-Ing.	Pannasch	Franziska	Regierungspräsidium Freiburg Bauwerkserhaltung 79083 Freiburg im Breisgau	0761/208-4429	franziska.pannasch@rpf.bwl.de
128	Herr	Dipl.-Ing.	Pehla	Sven	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg	040/428262653	sven.pehla@lsbg.hamburg.de
129	Herr	Dipl.-Ing.	Pempeit	Ralf	Landeshauptstadt Kiel Tiefbauamt - Abt. Ingenieurbau Stresemannplatz 5 24103 Kiel	0431/901-4535 0431/901-6-4540	ralf.pempeit@kiel.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
130	Herr	Dipl.-Ing.	Peter	Frank	Stadt Dortmund Tiefbauamt Fachsparte Ingenieurbau Königswall 14 44122 Dortmund		-
131	Herr	Prof.	Pfisterer	Werner	Nelkenweg 12 71686 Remseck		prof.pfisterer@t-online.de
132	Herr	Dipl.-Ing.	Pieper	August	WSA Rheine Münsterstraße 77 48431 Rheine	05971/916238 0160/8937215	august.pieper@wsv.bund.de
133	Herr	Dipl.-Ing. (Univ.)	Pinnel	René	Oberste Baubehörde im Bayer. Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr Sachgebiet IID8 Franz-Josef-Strauß-Ring 4 80539 München	089/2192-3543	rene.pinnel@stmi.bayern.de
134	Herr		Pirschel	Michael	Ministerium für Wirtschaft, Arbeit, Verkehr und Technologie des Landes Schleswig-Holstein Düsternbrooker Weg 94 24105 Kiel	0431-988-4504	michael.pirschel@wimi.landsh.de
135	Herr	Dipl.-Ing.	Reimund	Leonhard	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	02164/9438-127 0172/2035155	leonhard.reimund@strassen.nrw.de
136	Frau	Dipl.-Ing.	Reinbach		Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg- Vorpommern Erich-Schlesinger-Straße 35 18059 Rostock	03843/275510	-
137	Herr	Dipl.-Ing.	Reißmann	Tobias	WSA Schweinfurt Mainberger Straße 8 97422 Schweinfurt		tobias.reissmann@wsv.bund.de
138	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Reiter	Sven Olaf	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Dezernat 22 - Ingenieurbau Hallesche Straße 15 99085 Erfurt		-
139	Frau	Dipl.-Ing.	Requardt	Andrea	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Zentrale Hasselbachstraße 6 39104 Magdeburg	0340/6509-2139	andrea.reguardt@lsbb.sachsen-anhalt.de
140	Herr	Dipl.-Ing.	Richert	Armin	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Dienststätte Eberswalde SG Konstruktiver Ingenieurbau Tramper Chaussee 3 16225 Eberswalde		armin.richert@ls.brandenburg.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	Anrede	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
141	Herr	Dipl.-Ing.	Richter	Walther	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement Instandhaltung Ingenieurwerke Wilhelmstraße 10 65185 Wiesbaden	0611/366-3221 0611/366-3303	walther.richter@mobil.hessen.de
142	Herr	Dipl.-Ing.	Richter	Volker	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Betriebssitz Mercatorstraße 9 24106 Kiel	0431/383-2640	volker.richter@lbv-sh.landsh.de
143	Herr	Dipl.-Ing.	Riedel	Jens	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern Erich-Schlesinger-Straße 35 18059 Rostock	03981/4210-420	-
144	Herr	Dipl.-Ing.	Röder	Dirk	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Zentrale Stauffenbergallee 24 01099 Dresden	0351/81393121	dirk.roeder@lasuv.sachsen.de
145	Herr	Dipl.-Ing.	Roep	Andreas	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Niederlassung Flensburg Schleswiger Straße 55 24941 Flensburg	0461/90309-171	andreas.roep@lbv-sh.landsh.de
146	Herr		Rogalski	Eugen	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Rhein-Berg - Region III Albertstraße 22 51643 Gummersbach		-
147	Herr	Dipl.-Ing.	Röschke	Uwe	Stadtverwaltung Cottbus Geschäftsbereich IV Stadtentwicklung und Bauen Karl-Marx-Straße 67 03044 Cottbus	0355/612-4636 0355/612-13-4603	uwe.roeschke@cottbus.de
148	Herr	Dipl.-Ing.	Roßbach	Werner	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Niederlassung Flensburg Schleswiger Straße 55 24941 Flensburg	0461/90309-132	werner.rossbach@lbv-sh.landsh.de
149	Herr	Dipl.-Ing.	Rudi	Johann	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement Westerbachstraße 73 - 79 60489 Frankfurt/Main		Johann.Rudi@mobil.hessen.de
150	Herr	Dipl.-Ing.	Saager	Robert	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	0209/3808-639 0152/01594114	robert.saager@strassen.nrw.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
151	Herr	Dipl.-Ing.	Salwiczek	Martin	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrs- management Untere Königsstraße 95 34117 Kassel	0561/7667-525	martin.salwiczek@mobil.hessen.de
152	Herr	Dipl.-Ing. (Univ.)	Schätzl	Michael	Staatliches Bauamt Ansbach Würzburger Landstraße 22 91522 Ansbach		michael.schätzl@stbaan.bayern.de
153	Herr		Scheit	Jürgen	Hamburg Port Authority AöR Infrastruktur Land, L223-1 Niedernfelder Ufer 2 20457 Hamburg	040/42847-4260 040/42847-4161	juergen.scheit@hpa.hamburg.de
154	Herr	Dipl.-Ing.	Scherkenbach	Axel	Stadt Hagen Wirtschaftsbetrieb Hagen (WBH) FG Brücken- und Ingenieur- bauwerke Eilper Straße 132 - 136 58091 Hagen		-
155	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Schmedt	Dieter	Hansestadt Lübeck Bereich 5.660.4, Brückenbau Mühlendamm 12 23539 Lübeck	0451/122-6635 0451/40887-44 0151/52656635 0451/40887-66	dieter.schmedt@luebeck.de
156	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Schmid	Josef	Stadt Augsburg Tiefbauamt - Wasser- und Brückenbau Annastraße 16 86150 Augsburg	0821/324-7418 0821/324-7425	josef.schmid@augzburg.de
157	Herr	Dipl.-Ing.	Schmidt	Marco	Hessen Mobil Straßen- und Verkehrs- management Westerbachstraße 73 - 79 60489 Frankfurt/Main	069/743057-151	marco.schmidt@mobil.hessen.de
158	Herr	Dipl.-Ing.	Schmidt	Rüdiger	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt - NL Mitte FG Brücken- und Ingenieur- bau Tessenowstraße 1 39114 Magdeburg	0391/567-8764	ruediger.schmidt@lsbb.sachsen-anhalt.de
159	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Schmitz	Andreas	Landeshauptstadt Düsseldorf Amt für Verkehrs- management - 66/4.2 - Aufm Hennekamp 45 40225 Düsseldorf	0211/89-23139	andreas.schmitz_amt66@duesseldorf.de
160	Herr		Schnell	Mark	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Rhein-Berg, AS Köln - Region III Deutz-Kalker-Straße 18 - 26 50679 Köln	0221/8397-259	mark.schnell@strassen.nrw.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
161	Herr	Dipl.-Ing.	Schulze	Ronald	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Regionalbereich Süd Dienststätte Wünsdorf SG Konstruktiver Ingenieurbau Hauptallee 116/4 15806 Zossen		-
162	Herr	Dipl.-Ing.	Schumann		Straßenbauamt Stralsund Greifswalder Chaussee 63b 18439 Stralsund	03831/724-294	-
163	Herr	Dipl.-Ing.	Schütte	Holger	Servicebetrieb Öffentlicher Raum Nürnberg Brücken-/Bauwerks- überwachung (SÖR/1-B/2) Bauhof 2 90402 Nürnberg		holger.schuette@stadt.nuernberg.de
164	Herr		Schweigel	Bernd	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt Regionalbereich Süd An der Fliederwegkaserne 21 06130 Halle (Saale)	0345/4823-7826 0151/52734612 0345/4823-7999	bernd.schweigel@lsbb.sachsen-anhalt.de
165	Frau		Schweitzer	Stephanie	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe		stephanie.schweitzer@baw.de
166	Herr		Scuric	Zlatko	Autobahndirektion Südbayern Zentralstelle für Brücken und Tunnelbau Seidlstraße 7 - 11 80335 München		zlatko.scuric@abdsb.bayern.de
167	Herr	Dipl.-Ing.	Seifert	Bernd	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Konstruktiver Ingenieurbau Lindenallee 51 15366 Hoppegarten	03342-355-740 03342-355-710	bernd.seifert@ls.brandenburg.de
168	Herr	Dipl.-Ing.	Siegel	Steffen	Karlsruher Institut für Technologie (KIT) Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Abteilung Massivbau Gotthard-Franz-Straße 3 76131 Karlsruhe		steffen.siegel@kit.edu
169	Frau	Dipl.-Ing.	Stepputat	Marnie	WSA Bremen Franziuseck 5 28199 Bremen		marnie.stepputat@wsv.bund.de
170	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Stolz	Andreas	Landesbetrieb für Straßenbau Peter-Neuber-Allee 1 66538 Neunkirchen/Saar		a.stolz@lfs.saarland.de
171	Herr	Dipl.-Ing.	Strokosch		Straßenbauamt Neustrelitz An der Fasanerie 47 17235 Neustrelitz	03981/460-357	-

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
172	Herr	Dipl.-Ing.	Süfke	Stephan	Landeshauptstadt Kiel Tiefbauamt - Abt. Ingenieurbau Stresemannplatz 5 24103 Kiel	0431/901-4538 0431/901-6-4540	stephan.suefke@kiel.de
173	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Svensson	Marc	Stadt Bielefeld Amt für Verkehr - 660.33 - August-Bebel-Straße 92 33602 Bielefeld	0521/51-2972 0521/51-6155	marc.svensson@bielefeld.de
174	Herr	Dipl.-Ing.	Thiede	Norbert	Stadt Leipzig Verkehrs- und Tiefbauamt Abt. Brückenbau und - unterhaltung Prager Straße 118 - 136, Haus C 04092 Leipzig		norbert.thiede@leipzig.de
175	Frau	Dipl.-Ing.	Thiel	Christiane	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg	040/428262651	christiane.thiel@lsbg.hamburg.de
176	Herr		Todeskino	Peter	Bürgermeister und Stadtrat für Stadtentwicklung und Umwelt Landeshauptstadt Kiel Fleethörn 9 24103 Kiel		buergemeister.todeskino@kiel.de
177	Herr		Törmer	Volker	Landesbetrieb Straßenbau NRW Regionalniederlassung Ruhr Haus Bochum - Region II Harpener Hellweg 1 44791 Bochum	0234/9552-352 0162/2398147	volker.toerner@strassen.nrw.de
178	Frau	Dipl.-Ing.	Treu	Christine	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	0209/3808-497	christine.treu@strassen.nrw.de
179	Frau	Dipl.-Ing.	Tschache	Katrin	Landesamt für Straßenbau und Verkehr NL Plauen Weststraße 73 08523 Plauen	03741/1480176	katrin.tschache@lasuv.sachsen.de
180	Herr		Twickler	Manfred	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Robert-Schuman-Platz 1 53175 Bonn	0228/300-5472 0228/300-807-5472	manfred.twickler@bmvi.bund.de
181	Herr	Dipl.-Ing.	Urbank	Bernd	Deutsche Einheit Fernstraßenplanung- und -bau GmbH - DEGES - Zimmerstraße 54 10117 Berlin		urbank@deg.es.de

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
182	Herr	Dipl.-Ing.	Vanhauer	René	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Betriebssitz Mercatorstraße 9 24106 Kiel	0431/383-2681	rene.vanhauer@lbv-sh.landsh.de
183	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Viebeck	Armin	Autobahndirektion Nordbayern Dienststelle Fürth Nürnberger Straße 18 90762 Fürth		armin.viebeck@abdnb.bayern.de
184	Herr	Dipl.-Ing.	von Drathen	Peter	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein Niederlassung Itzehoe Breitenburger Straße 37 25524 Itzehoe	04821/66-2726	peter.von-drahten@lbv-sh.landsh.de
185	Frau		Voß	Tomke	Hamburg Port Authority AöR Niedernfelder Ufer 2 20457 Hamburg		-
186	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Weber	Volker	Regierungspräsidium Tübingen Postfach 26 66 72016 Tübingen	07071/757-3453	volker.weber@rpt.bwl.de
187	Frau	Dipl.-Ing.	Wehner	Ina	Landesamt für Straßenbau und Verkehr NL Bautzen Käthe-Kollwitz-Straße 17 02625 Bautzen	03591/684245	ina.wehner@lasuv.sachsen.de
188	Herr		Weinreich	Lothar	Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr Göttinger Chaussee 76 A 30453 Hannover		lothar.weinreich@nlstbv.niedersachsen.de
189	Herr	Dipl.-Ing.	Weißel	U.	Landeshauptstadt Kiel Tiefbauamt - Abt. Ingenieurbau Stresemannplatz 5 24103 Kiel	0431/901-1166 0431/901-6-4540	u.weissel@kiel.de
190	Herr		Weißén	Ludger	Landesbetrieb Straßenbau NRW Regionalniederlassung Münsterland - Region II Wahrkamp 30 48653 Coesfeld	02541/742-243 0162/2398691	ludger.weissen@strassen.nrw.de
191	Herr		Wey	Peter	Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz Friedrich-Ebert-Ring 14 - 20 56068 Koblenz		-
192	Herr	Dipl.-Ing.	Wiedmann	Michael	DB Netz AG I.NPF 21 (T) Mainzer Landstraße 181 60327 Frankfurt/Main	069/265-31487	michael.wiedmann@deutschebahn.com

Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfpersonals

Lfd. Nr.	An-re-de	Titel	Name	Vorname	Behörde/ Institution	Telefon/ Handy/ Telefax	E-Mail
193	Herr	Dipl.-Ing.	Wilczek	Daniel	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg		daniel.wilczek@lsbg.hamburg.de
194	Herr		Wild	Axel	Landesbetrieb Straßenbau NRW RNL Rhein-Berg - Region III Albertstraße 22 51643 Gummersbach	02261/89-213	axel.wild@strassen.nrw.de
195	Herr	Prof.	Willberg	Uwe	Autobahndirektion Südbayern Seidlstraße 9 - 11 80323 München		uwe.willberg@abdsb.bayern.de
196	Herr	Dipl.-Ing.	Wirth	Thomas	Freistaat Thüringen Landesamt für Bau und Verkehr Dezernat 22 - Ingenieurbau Hallesche Straße 15 99085 Erfurt		thomas.wirth@tibv.thueringen.de
197	Herr	Dipl.-Ing.	Wohlfeil	Holger	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg		holger.wohlfeil@lsbg.hamburg.de
198	Herr	B. Eng.	Wolgast	Jan	Hamburger Hochbahn AG Steinstraße 20 20095 Hamburg	040/32883517	jan.wolgast@hochbahn.de
199	Herr	Dipl.-Ing. (FH)	Wöstmann	Uli	Landeshauptstadt Düsseldorf Amt für Verkehrs- management - 66/4.2 - Auf'm Hennekamp 45 40225 Düsseldorf		uli.woestmann@duesseldorf.de
200	Frau	Dipl.-Ing.	Zach	Julia	Freie und Hansestadt Hamburg Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Sachsenfeld 3 - 5 20097 Hamburg		julia.zach@lsbg.hamburg.de
201	Herr	Dipl.-Ing.	Ziegenhals-Wödl		Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern Erich-Schlesinger-Straße 35 18059 Rostock	0385/511-481	-
202	Herr	Dipl.-Ing.	Ziolek	Thorsten	Landesbetrieb Straßenbau NRW Betriebssitz Gelsenkirchen Wildenbruchplatz 1 45888 Gelsenkirchen	0251/1333-6737 0152/01594113	thorsten.ziolek@strassen.nrw.de
203	Frau	B. Eng.	Zunac	Natalie	Autobahndirektion Südbayern Seidlstraße 7 - 11 80335 München		natalie.zunac@abdsb.bayern.de

