



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



31. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

07. UND 08. JUNI 2022

© 2022 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

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

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Technische Universität Dresden

Institut für Massivbau

01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Drackensteiner Hang (1936) – Foto: Martin Hahn, LAD

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

ISSN 1613-1169

ISBN 978-3-86780-709-8



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Massivbau <http://massivbau.tu-dresden.de>

Tagungsband

31. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e.V.

TUDIAS GmbH

07. und 08. Juni 2022

Inhalt

Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022!	7
Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung	11
Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig	13
<i>Gero Marzahn, Jörg Kranz, Dietmar Placzek, Thomas Oehler</i>	
Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele	27
<i>Günter Seidl, Victor Schmitt, Wojciech Lorenc</i>	
Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen	43
<i>Anton Braun</i>	
Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzhängern aus Carbon	57
<i>Lorenz Haspel</i>	
Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben	75
<i>Jürgen Feix, Johannes Lechner</i>	
Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung	89
<i>Oliver Steinbock, Thomas Bösch</i>	
Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge	107
<i>Antti Karjalainen</i>	
Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg	121
<i>Michael Hascher, Sabine Kuban</i>	
smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft	139
<i>Marc Wenner, Steffen Marx, Markus Meyer-Westphal, Martin Herbrand, Christof Ullerich</i>	
Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen	151
<i>Dirk Proske, Herbert Friedl, Jean-Baptiste Payeur, Blaise Girardin</i>	
Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach	163
<i>Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß</i>	
Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton	175
<i>Andreas Apitz, Frank Jesse, Mike Schlaich</i>	
Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht ...	191
<i>Frank Bauchspiess</i>	
Chronik des Brückenbaus	207
<i>Zusammengestellt von Sabine Wellner</i>	

Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung

Dr.-Ing. Oliver Steinbock^{1,2}, Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche²

1 Praxis und Forschung in Interaktion

Bekannt ist, dass zahlreiche Stahl- und Spannbetonbrücken des Bestandes statische Defizite im Hinblick auf die Querkraft- und Biegetragfähigkeit aufweisen, siehe z. B. [1]. Aufgrund ihrer Netzrelevanz bzw. beschränkter Planungs- und Kostenressourcen können kurz- und mittelfristig nicht alle defizitären Bauwerke durch Neubauten ersetzt werden. Um die Tragwerke noch für einige Jahre im Bestand halten zu können, sind diese entsprechend zu ertüchtigen bzw. zu verstärken, siehe auch [1] bzw. [2]. Die Verstärkung mit Carbonbeton verspricht eine minimalinvasive und wirtschaftliche Verstärkungsmethode zu sein, um die häufigsten Defizite von Stahl- und Spannbetonbrücken, vor allem der Querkraft-, Torsions- oder Biegetragfähigkeit, zu kompensieren, siehe auch [3].

Im Bereich des Brücken- und Ingenieurbaus finden sich bisher nur vereinzelte Anwendungen von Textilbetonverstärkungen, die sich zudem auf Instandsetzungen beschränken, siehe z. B. [4]. Der Schwerpunkt von Verstärkungen im Bereich des Hochbaus war einerseits auf die Materialeigenschaften der am Markt verfügbaren Bewehrungsmaterialien und andererseits auf offene Fragestellungen zum Tragverhalten zurückzuführen. Aufgrund der Lage im Außenbereich und den nicht vorwiegend ruhenden Lasten ergeben sich bei Brücken gegenüber einer Anwendung in Innenräumen höhere Anforderungen an die Komponenten der Verstärkungsmaßnahme. In Verbindung mit Forschungsvorhaben aus der jüngeren Vergangenheit wurden neue textile Bewehrungen entwickelt (u. a. Carbonbewehrungen im Forschungsprojekt C3 – Carbon Concrete Composite [5]), die durch ihre Temperaturbeständigkeit auch eine Anwendung im Brückenbau ermöglichen, siehe [6] oder [7].

Die Entwicklung von Bemessungsempfehlungen von Stahl- und Spannbetontragwerken in Verbindung mit einer Carbonbetonverstärkung war Gegenstand der wissenschaftlichen Arbeit des Hauptautors [8] im Rahmen seiner wissenschaftlichen Tätigkeit am Institut für Massivbau der TU Dresden, die dem hier vorliegenden Aufsatz zugrunde liegt. Insbesondere unter Gebrauchslastniveau bzw. ermüdungsrelevanten Beanspruchungen sind infolge von Verbundunterschieden der Bewehrungselemente Betonstahl, Spannstahl und Carbongitter zum umgebenden Beton besondere Aspekte bei der Auslegung von Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton zu beachten. Schwerpunkt von [8] war weiterhin auch die in Deutschland weit verbreitete Problematik der Verstärkung von Tragwerken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl. Die Gefahr eines plötzlichen Versagens infolge eines unbemerkten Spannstahlausfalls kann durch die Applikation einer Verstärkungsschicht mit Carbonbeton verhindert werden, siehe [9]. An Brückenträgern, die bei einem Rückbau gewonnen werden konnten, ergab sich die Möglichkeit, experimentelle Untersuchungen zu dieser Thematik durchzuführen. Die Träger wurden zunächst gezielt geschädigt, anschließend mit Carbonbeton verstärkt und das Tragverhalten im Hinblick auf die Kriterien Rissbildung unter Gebrauchslastniveau (Ankündigungsverhalten) sowie die erzielbare Restsicherheit (Tragsicherheit) bewertet, siehe [8] und [10].

Im Rahmen seiner Bürotätigkeit bei Curbach Bösche Ingenieurpartner (kurz: cbing) war es dem Hauptautor des Weiteren möglich, die erlangten Kenntnisse im Rahmen einer praktischen Umsetzung zu begleiten. Im Konkreten wurden drei Teilbauwerke nahe des Westkreuzes Frankfurt a. M. ertüchtigt, die im Zuge der BAB A 648 den Fluss Nidda überqueren, in den Jahren 2020 und 2021, siehe [11]–[14].

¹ Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

² Curbach Bösche Ingenieurpartner Beratende Ingenieure PartG mbB, Dresden

Der nachfolgende Beitrag gibt zunächst einen Einblick zur Wirksamkeit von Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton unter dem besonderen Aspekt der Spannungsrissskorrosionsproblematik von Bestandsbrücken. Hierzu werden Ergebnisse aus experimentellen Untersuchungen an Brückenträgern dargestellt, die auch Inhalt von [8] sind. Im Anschluss gibt der nachfolgende Bericht einen Überblick über die praktische Anwendung von Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton am Beispiel der Brücken über die Nidda.

2 Experimentelle Untersuchung zum Ankündigungsverhalten bei einer Carbonbetonverstärkung

2.1 Grundlagen und Ziele der Untersuchung

Als ein häufiges Defizit von Spannbetonkonstruktionen wurde die Problematik der Spannungsrissskorrosion historischer Spannstähle bereits erwähnt. Hinsichtlich einer ausführlichen Darstellung des Phänomens Spannungsrissskorrosion wird an dieser Stelle auf weiterführende Literatur verwiesen, z. B. [15] und [16]. Spannbetonüberbauten, bei denen spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde, bergen die Gefahr eines plötzlichen Bauteilversagens ohne Vorankün-

digung. Eine Vorankündigung wird durch das „Riss-vor-Bruch“-Kriterium sichergestellt. Eine Ankündigung könnte demnach unter einer bestimmten Einwirkungskombination durch eine ausgeprägte Rissbildung vor dem Versagen des Bauteils erreicht werden (Kriterium I). Gleichzeitig ist eine ausreichende Resttragsicherheit für eine üblicherweise höhere Einwirkungskombination des geschädigten Tragwerks über die Bauteillänge sicherzustellen (Kriterium II), siehe Bild 1. Dieses Prinzip ist den Regelwerken, unabhängig ob für Straßenbrücken [17] oder Bahnbrücken [18], zur Bewertung von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl gemein. Ausgehend von einer Untersuchung des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene können bei Bedarf auch weitergehende Untersuchungen auf Systemebene und auf Grundlage stochastischer Untersuchungen ergänzt werden.

Liegt bei einem Tragwerk kein ausreichendes Ankündigungsverhalten vor, stellt sich die Frage zum weiteren Umgang mit dem Bauwerk. Da ein Ersatzneubau kurzfristig meist nicht möglich ist, wäre eine Verstärkungsmethode wünschenswert, die den Anforderungen zur Sicherstellung eines Ankündigungsverhaltens gerecht wird. Ob hierbei beide Anforderungen, einerseits eine Rissbildung im Tragwerk zuzulassen und andererseits den Tragwiderstand sicherzustellen bzw. zu erhöhen, mit einer Carbonbetonverstärkung erreicht werden können, war Gegenstand der Versuchsserie, die nachfolgend in Auszügen basierend auf [8] dargestellt wird.

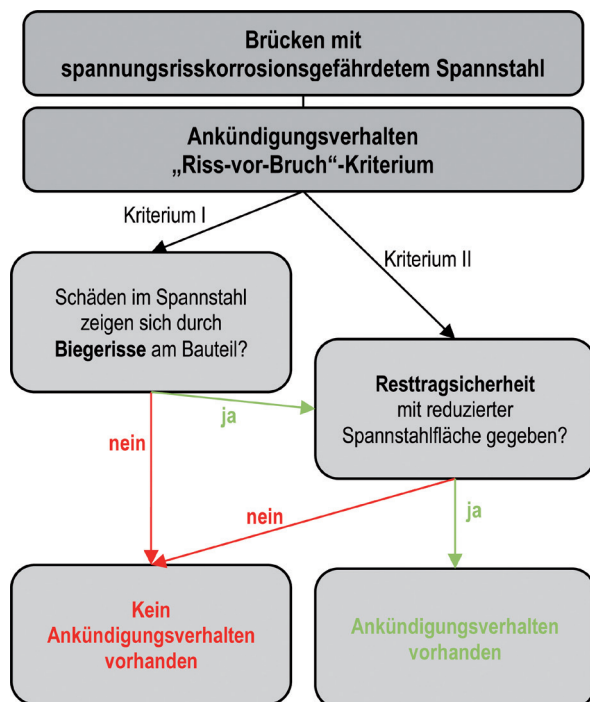


Bild 1 Bewertung des Ankündigungsverhaltens bei Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl

Quelle: O. Steinbock, aus [8] nach [17]

2.2 Konzeption und Durchführung der Versuche

Für die Versuchsreihe konnten Brückenträger aus DDR-Produktion herangezogen werden, die im Rahmen des Rückbaus einer Autobahnbrücke im Zuge der Bundesautobahn BAB A 19 schadigungsarm entnommen wurden, siehe [19]. Der Überbau war als standardisiertes Typenbauwerk aus Fertigteilen zusammengesetzt und mit einer Ortbetonschicht ergänzt. Diese sogenannten Balkenreihentragwerke bildeten die Standardbauweise der ehemaligen DDR und wurden für kleine bis mittlere Spannweiten in großer Anzahl ausgeführt, siehe ausführlicher hierzu z. B. [20] und [21].

Am $\approx 9,50$ m spannenden Bauwerk aus dem Jahre 1978 wurden Fertigteilträger der BT-50-Generation verbaut. Die Fertigteilträger dieser Reihe waren ursprünglich für die Brü-

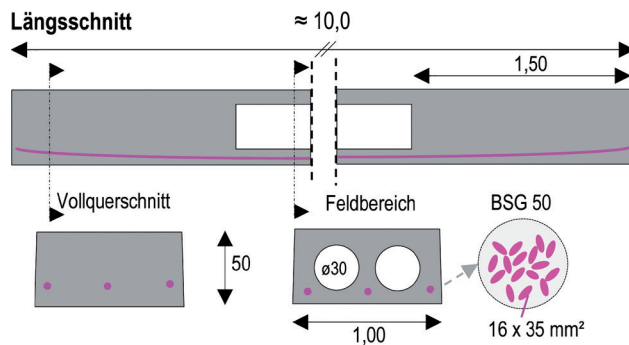


Bild 2 Übersicht Balkenträger Typ BT 50 N-10B

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

ckenklasse BK 60 bzw. BK 45 ausgelegt, erst später wurden sie für die Klasse BK 30 bemessen, siehe auch [22]. Es standen verschiedene Konfigurationen mit abgestufter Betonstahlbewehrung bzw. unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen zur Verfügung. Die Fertigteilträger BT 50 erfuhren im Verlauf der Jahre mehrere Querschnittsanpassungen und Änderungen in der Bewehrungsführung, sodass es hier zu Abweichungen zwischen standardisierten Katalogen [23] und Bestand kommen kann.

Einen Überblick zu Aufbau und Spanngliederführung zu den Trägern der Versuchsreihe gibt Bild 2, das Auszüge von Längs- und Querschnitt zeigt. Während in den Auflagerbereichen ein Vollquerschnitt vorlag, war der Feldbereich mit zwei Hohlkörpern zur Reduktion des Eigengewichts ausgeführt. Gemäß Bestandsunterlagen war von einem Beton der Güte B 450 auszugehen, der gemäß Fehler: Verweis nicht gefunden einer heutigen Betonfestigkeitsklasse C 30/37 zugeordnet werden kann. Die abgeleitete Druckfestigkeit anhand von gewonnenen Bohrkernen ließe jedoch eine Zuordnung zur Festigkeitsklasse C 50/60 zu.

Die Balkenreihenträger waren im nachträglichen Verbund ausgeführt und mit drei Bündelspanngliedern (BSG) des Typs BSG 50 vorgespannt, die in Feldmitte nahezu gerade verlaufen, zu den Enden aber leicht ansteigen. Bündelspannglieder im nachträglichen Verbund waren die häufigste Vorspannart im Spannbetonbau der DDR und fanden sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau Anwendung, siehe [21]. Ein Bündelspannglied des Typs BSG 50 ist hier mit 16 Spanndrähten mit einem Einzeldrahtquerschnitt von 35 mm² belegt. Der Spannstahl aus Hennigsdorfer Produktion [25] gilt im Allgemeinen als spannungsrissskorrosionsgefährdet. Aufgrund der Konzeption für die BK 30 wurde vergleichsweise wenig Betonstahlbewehrung verbaut. In der vorliegenden Konfiguration lagen lediglich vier

Stäbe mit Durchmesser 8 mm vor. Abweichend zu [23] wurde anstelle eines glatten Betonstahls der Güte St-I jedoch im Rahmen der bauteilbegleitenden Untersuchungen ein gerippter Betonstahl der Güte St-III angetroffen.

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass der verwendete Hennigsdorfer Spannstahl mit ovalem Querschnitt als spannungsrissskorrosionsgefährdet gilt und der vorliegende Trägertyp rechnerisch kein ausreichendes Ankündungsverhalten aufwies, war dieser für die Versuchsserie besonders geeignet. Insgesamt standen fünf Träger zur Verfügung. Um das Szenario eines Spannstahlausfalls zu simulieren, wurden vier Träger gezielt geschädigt, der fünfte diente als Referenzträger der Versuchsreihe.

Zunächst waren zwei Einzelversuche an unverstärkten Trägern notwendig, siehe Bild 3. Am unversehrten Referenzträger BT 1 wurde das Tragverhalten im Ist-Zustand ermittelt. Im Anschluss daran erfolgte die Untersuchung des

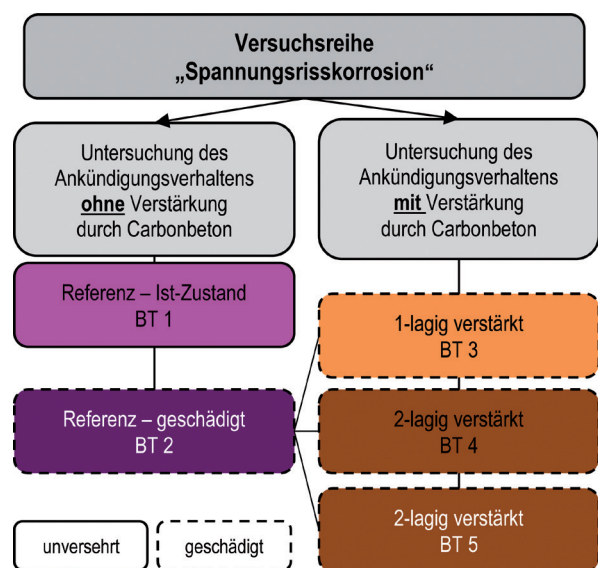


Bild 3 Probekörperübersicht zur Versuchsreihe

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

Tragverhaltens an einem Träger, bei dem zuvor eine gezielte Schädigung von Spannstahl erfolgt war (BT 2). Ziel der Schädigung war es, den Ausfall von Spannstahl zu simulieren, wie er auch im Falle des Auftretens von Spannungsrisskorrosion möglich ist. Durch die Prüfung dieser zwei unverstärkten Balkenträger konnten die Auswirkungen einer Spannstahlschädigung unmittelbar gezeigt werden.

Eine Carbonbetonverstärkung erfolgte an drei Balkenträgern, bei denen der Ausfall von Spannstahl analog dem zuvor geprüften Balkenträger BT 2 ohne nachträgliche Verstärkung simuliert wurde. BT 3 wurde mit einer Lage Carbongitter in der Verstärkungsschicht ertüchtigt. BT 4 und BT 5 wurden mit jeweils zwei Lagen Carbonbewehrung ausgeführt, um in allen Querschnittsteilen eine ausreichende Resttragsicherheit im Sinne von [18] sicherzustellen bzw. die ursprüngliche Tragfähigkeit wieder weitestgehend herzustellen. BT 5 diente einerseits als Wiederholungsversuch für zweilagig verstärkte Träger, andererseits konnte der Einfluss des Prüfaltes validiert werden, da die Prüfung der zweilagig verstärkten BT 4 und BT 5 nach 7 bzw. 28 Tagen erfolgte. Im Folgenden werden vertieft die Träger BT 1 bis BT 4 vorgestellt.

Ziel der Versuchsreihe war es zu untersuchen, inwieweit die Schädigung von Spannstahl durch die Applikation einer Carbonbewehrung kompensiert werden kann. Hierzu wurde für die Untersuchungen eine gezielte Spanngliedschädigung an drei Stellen vorgenommen; im Konkreten wurden die Spannglieder mit einem kleinen Schwingschleifer durchtrennt. Aufgrund der besseren Zugänglichkeit wurden hierfür die beiden äußeren Spannglieder gewählt. Während ein Spannglied in der Feldmitte durchtrennt wurde, erfolgte die Trennung des zweiten Spanngliedes jeweils in den Viertelpunkten. Somit lagen in Bauteilmitte ein unmittelbar durchtrenntes Spannglied sowie ein beidseitig durchtrenntes Spannglied vor. Die Verankerungslänge eines Spanngliedes bzw. notwendige Länge zur Einleitung der Vorspannkraft kann mit $\approx 1,30$ m angegeben werden. Da die Durchtrennung des zweiten Spanngliedes jeweils in den Viertelpunkten erfolgte (also $\approx 2,50$ m vom Auflagerand) kann somit von einem vollständig über die Bauteillänge unwirksamen Spannglied ausgegangen werden..

Einen Überblick über die Vorbereitung der Träger und die Anordnung der Messtechnik gibt Bild 4. Die Verstärkung der Träger erfolgte in

mehreren Arbeitsschritten gemäß den Vorgaben aus [26]. Zunächst wurde die Oberfläche im Sandstrahlverfahren aufgeraut und das Größtkorn (≥ 4 mm) freigelegt. Nach der Untergrundvorbereitung und dem Vornässen der Oberfläche an der Unterseite konnten die Träger verstärkt werden. Als Materialkombination kam die Referenzkombination anderer Forschungsvorhaben aus dem eingangs erwähnten Großforschungsprojekt C³ – Carbon Concrete Composite zur Anwendung, die sich aus dem Carbonelege SITGrid040 und Pagel TF-10 zusammensetzt (Materialeigenschaften siehe [8]). Aufgrund der Verwendung von Rollenware konnte die erste Lage ohne Längsstoß ausgeführt werden. Da die zur Verfügung stehende Abschnitt der Rollenware in ihrer Länge begrenzt bzw. unterschiedlich waren, erfolgten in der zweiten Bewehrungslage von BT 4 und BT 5 zwei Übergreifungsstöße mit jeweils 70 cm Überlappung. Die Dicke der Verstärkung betrug bei der einlagigen Ausführung ≈ 10 mm, bei den zweilagigen ≈ 15 mm.

Die Prüfung der Einzelträger fand im 4-Punkt-Biegeversuch statt. Die Lasteinleitung erfolgte über einen Verteilungsträger mit einem Abstand der Lasteinleitungsstellen von $\approx 1,20$ m. Damit wurde der Achsabstand des Lastmodells 1 nach [27] aufgegriffen. Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert, wobei Haltezeiten bei verschiedenen Laststufen vorgesehen waren. Die verwendete Messtechnik geht ebenfalls aus Bild 4 hervor. Neben vertikalen Seilzugaufnehmern (SA) und Dehnmessstreifen (DMS) auf Beton- und Spannstahl wurden induktive Wegaufnehmer (WA) horizontal an der Trägersoberseite und Trägerunterseite angebracht. Im Hinblick auf die Bewertung des Ankündigungsverhaltens war die Erfassung des Rissbildes in Abhängigkeit der Belastung von besonderer Relevanz. Während die Beobachtung bei den unverstärkten Trägern BT 1 und BT 2 visuell erfolgte, wurde bei den verstärkten Trägern in Feldmitte ein Beobachtungsfeld für die fotogrammetrische Beobachtung ergänzt. Aufgrund der Einbausituation im Prüfstand wurde der Bildausschnitt mit Hilfe eines Spiegels umgelenkt (Bild 6). Das Beobachtungsfeld in der Trägermitte betrug $\approx 1,20$ m $\times$ 0,35 m und lag im unmittelbaren Schädigungsbereich des mittig durchtrennten Spanngliedes.

2.3 Versuchsergebnisse

Im Rahmen des Beitrages werden ausgewählte Ergebnisse dargestellt und vergleichend betrachtet. Zunächst wird das Last-Verfor-

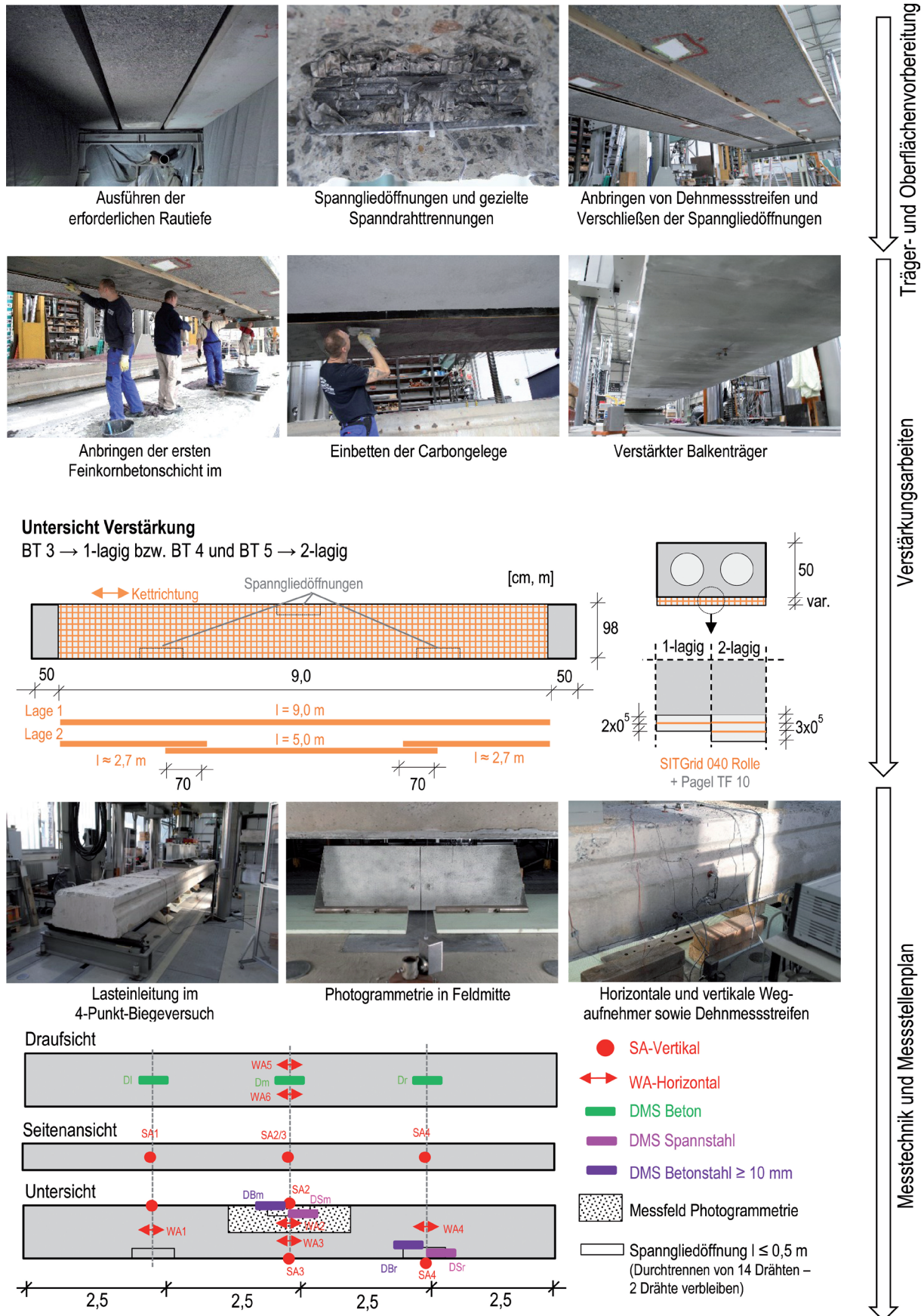


Bild 4 Messstellenplan und Trägerbearbeitung im Rahmen der Versuchsreihe „Spannungsrissskorrosion“
Quelle: O. Steinbock, aus [8]

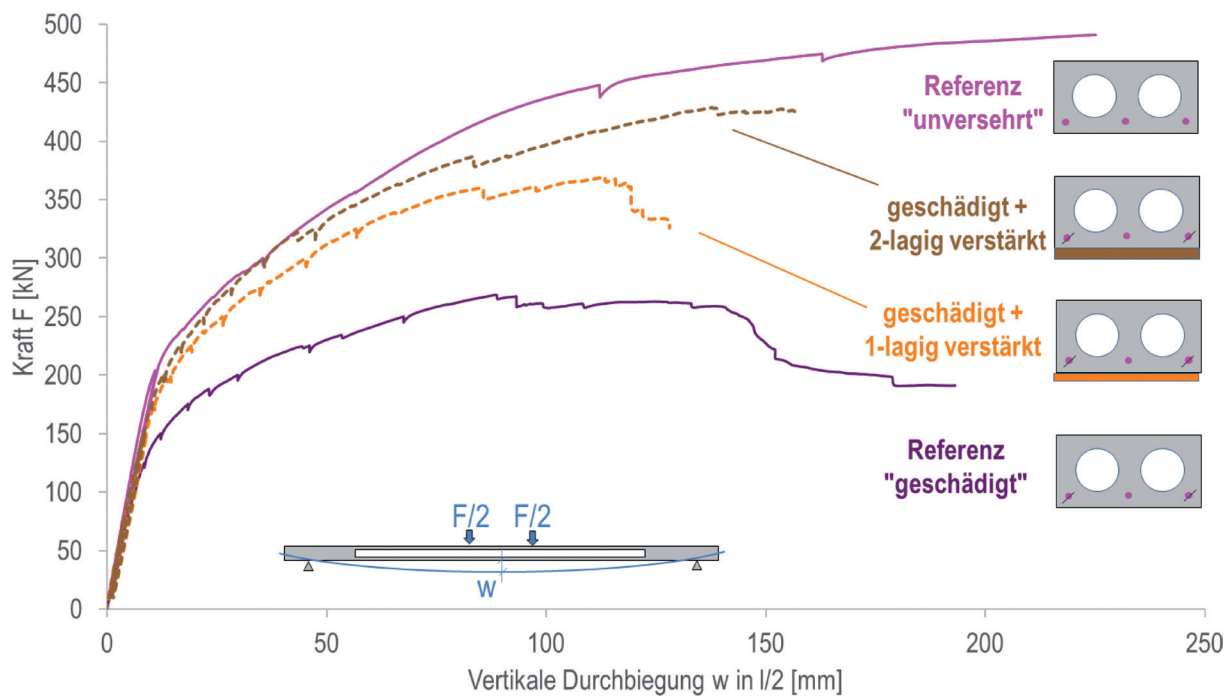


Bild 5 Last-Verformungsverhalten der vier ausgewählten Träger im Rahmend der Versuchsreihe

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

mungsverhalten von vier Trägern im Überblick dargestellt, siehe Bild 5. BT 5 (Prüfung 28 d nach der Verstärkung) ist nicht abgebildet.

Das größte Verformungsvermögen zeigte BT 1, der den Ist-Zustand der Träger repräsentiert und nachfolgend als unversehrter Referenzträger bezeichnet wird. Der Träger versagte bei einer maximalen Prüflast von ≈ 491 kN ($\hat{=} M_{R,BT1} \approx 1.119$ kNm inkl. Eigengewicht) und einer vertikalen Verformung in Bauteilmitte von $w \approx 225$ mm. Der Bruch trat durch ein Versagen der Betondruckzone in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitung ein. Der geschädigte, aber unverstärkte Träger BT 2 zeigte im Versuch ebenfalls ein hohes Verformungsvermögen. Die erreichte Prüflast lag mit ≈ 268 kN ($\hat{=} M_{R,BT2} \approx 671$ kNm inkl. Eigengewicht) jedoch deutlich unterhalb des intakten Trägers BT 1. Mit Bezug auf das maximal aufnehmbare Moment ergab sich eine Reduktion des Biege widerstands um ≈ 40 %. Bei der maximalen Prüflast trat kein Reißen der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung ein, sondern es trat ein kombiniertes Spalt- bzw. Verbundversagen des beidseitig geschädigten Spanngliedes ein. Dieses äußerte sich an Flanke und Unterseite des Trägers durch flach geneigte Längsrisse. Der Balkenträger entzog sich einer weiteren Laststeigerung durch starke Verformungszunahme, versagte aber nicht schlagartig. Der Versuch wurde bei einer Durchbiegung in Feldmitte von ≈ 200 mm abgebrochen.

Die analog BT 2 geschädigten Träger, die jedoch im Nachgang mit Carbonbeton verstärkt worden waren, zeigten eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit im Vergleich zu BT 2. Der mit zwei Lagen Carbonbewehrung verstärkte und nach 7 Tagen geprüfte Probekörper BT 4 zeigte bis zum Versagen nur geringe Abweichungen im Last-Verformungsverhalten im Vergleich zum intakten Referenzträger BT 1 und erreichte fast das ursprüngliche Tragmoment des Referenzträgers BT 1 ($M_{R,BT4} \approx 990$ kNm $\hat{=} 89$ % von $M_{R,BT1}$). Bei BT 4 trat kein Reißen der Carbonbewehrung ein, sondern es wurde in der sieben Tage alten Verstärkungsschicht ein Verbundversagen in der äußeren 2. Bewehrungslage im Bereich der Übergreifung detektiert.

Der vorgeschädigte Träger BT 3 war mit nur einer Lage Carbon verstärkt und erreichte folglich eine geringere Tragfähigkeit als der zweilagig verstärkte Träger. Mit einer maximalen Prüflast von ≈ 369 kN ($\hat{=} M_{R,BT3} \approx 866$ kNm) konnte BT 3 dennoch fast 80 % der Biegetragfähigkeit des intakten Trägers BT 1 erzielen. Im direkten Vergleich mit dem geschädigten Träger BT 2 ergab sich eine Steigerung des Tragwiderstandes von ≈ 32 %. Das Versagen war bei BT 3 durch Delaminieren in der Verstärkungslage geprägt.

Entgegen dem intakten Referenzträger BT 1 bzw. dem geschädigten Referenzträger BT 2, bei denen ein Betondruckversagen bzw. ein

Verbundversagen infolge Spalten den Versuch beendete, wurde bei den beiden Trägern mit 7 d alter Carbonbetonschicht ein Versagen in der nachträglich applizierten Verstärkungsschicht detektiert. An dieser Stelle sei angemerkt, dass beim Prüfkörper BT 5 mit 28 d alter Verstärkungsschicht ein Reißen der Carbonbewehrung beobachtet wurde.

Der simulierte Spanngliedausfall führte am Referenzträger BT 2 zu einem Spanngliedauszug, der bei den verstärkten Trägern nicht beobachtet wurde. Zwar traten auch hier an der Trägerflanke große Rissweiten auf (bis ≈ 1 mm), jedoch wurde ein Verbundversagen in Zusammenhang mit einem Spalten des Spanngliedes unterbunden.

Kriterium der Resttragfähigkeit

Für den vorliegenden Fall bzw. im Sinne von [17] und einer Einwirkung nach [27] war von den Trägern im Biegeversuch eine Bruchlast von mindestens 300 kN zu erzielen, um dem Kriterium der Resttragsicherheit zu genügen. Eine Prüflast von 300 kN entspricht hier der charakteristischen Einwirkungskombination (bzw. einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_q = 1,0$ für Verkehr). Bei Betrachtung der Versuchsergebnisse wurde für alle Träger der Versuchsreihe, mit Ausnahme des unverstärkten, aber gezielt geschädigten Trägers BT 2 (268 kN), eine ausreichende Resttragsicherheit erreicht. Die zweilagig verstärkten Probekörper zeigten mit einem abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwert zwischen $\gamma_q \approx 1,43$ bis 1,58 große Reserven. Mit $\gamma_q \approx 1,18$ wies BT 3 rechnerisch zwar nur geringe, aber ausreichende Reserven auf. Da

neben dem Kriterium der Resttragfähigkeit bei Spanngliedausfall infolge von Spannungsrisskorrosion gleichzeitig auch eine Form der Ankündigung gegeben sein muss, wird nachfolgend das Kriterium der Rissbildung diskutiert.

Kriterium der Rissbildung

In Bild 6 sind ist Last-Verformungsverhalten für den Bereich bis zur Ziellast von 300 kN für die betrachteten Balkenträger vergrößert dargestellt. Hier zeigt sich, dass der intakte Träger bis zu einer Kraft von ≈ 180 kN im rissfreien Zustand I verweilt. Im Anschluss daran nahmen die Verformungen jedoch stark zu und es konnte eine Rissbildung beobachtet werden. Somit lag hier Zustand II vor. Der Abfall der Biegesteifigkeit mit einsetzender Rissbildung konnte beim geschädigten BT 2 deutlich früher, bei einer Kraft von ≈ 60 –70 kN, beobachtet werden. Die Biegerisse traten sowohl an der Trägerflanke als auch an der Unterseite auf und verblieben bis zu einer Kraft von ≈ 150 kN unterhalb von 0,4 mm. Parallel hierzu setzte eine starke Rissbildung im Bereich der Trennstellen des an zwei Stellen geschädigten Spanngliedes ein. Während in Feldmitte die Biegerisse nahezu senkrecht zur Trägerlängsrichtung verliefen, zeigten die äußeren Risse einen geneigten Verlauf in Richtung der äußeren Spanngliedschadstellen. Somit kann festgehalten werden, dass BT 2 das Kriterium „Riss-vor-Bruch“ erfüllte, da bei ≈ 50 % der Verkehrslast (≈ 150 kN) Risse zu detektieren waren.

In diesem Zusammenhang wird auch das Rissbild der carbonbetonverstärkten Biegeträger beschrieben. Alle verstärkten Träger zeigten

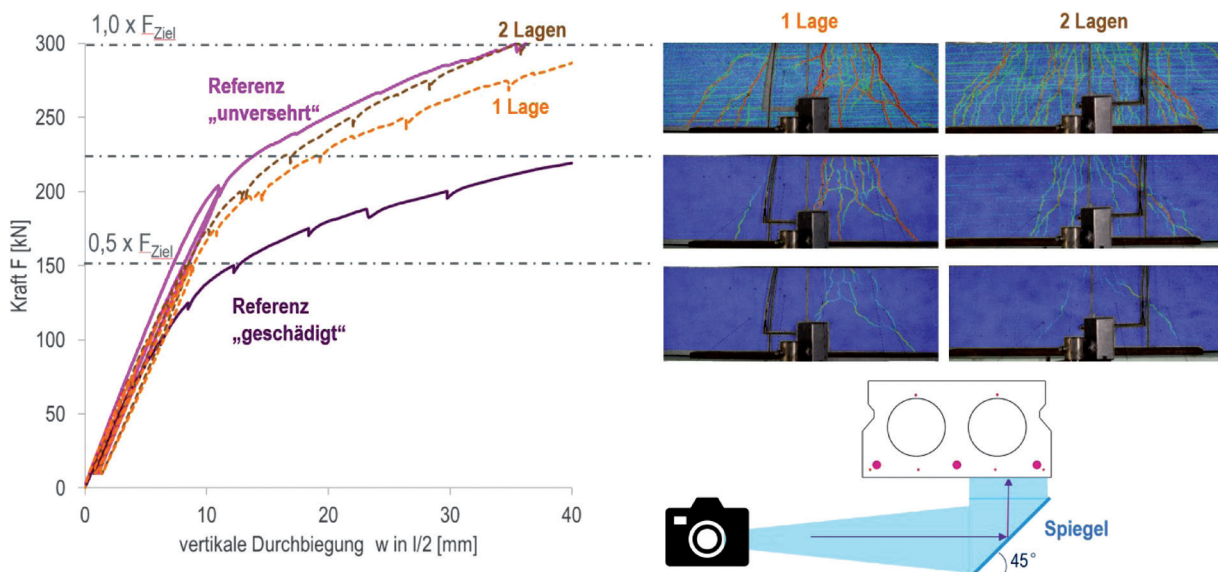


Bild 6 Entwicklung des Rissbildes im Bereich der mittleren Spanngliedschädigung für carbonbetonverstärkte Träger in Abhängigkeit des Belastungsniveaus
Quelle: O. Steinbock, aus [8]

zwischen 150 kN und 300 kN bereits einen ausgeprägten Zustand II. Da bei diesen Trägern das Rissbild mit Fotogrammetrie aufgenommen wurde, sind detaillierte Aussagen zur Entwicklung der Risse bei unterschiedlichen Lastniveaus möglich. In Bild 6 sind die Rissbilder bei unterschiedlichen Lastniveaus (150 kN, 225 kN und 300 kN) dargestellt. Bei einem Belastungsniveau von 150 kN, welches 50 % der angestrebten Volllast darstellt, waren bei BT 3 bereits Rissweiten von bis zu 0,2 mm detektierbar. Am zweilagig verstärkten Balkenträger BT 4 setzte hier eine erste Rissbildung ein, wobei die Rissweiten mit $\leq 0,05$ mm klein waren.

Bei einem Belastungsniveau von ≈ 225 kN zeigten alle verstärkten Träger an der Unterseite ein ausgeprägtes Rissbild mit Rissweiten zwischen 0,1 mm und 0,8 mm. Mit Erreichen der Ziellast von ≈ 300 kN wurden am einlagig verstärkten Träger BT 3 Rissbreiten mit bis zu 3 mm aufgenommen. Der Träger war zu diesem Zeitpunkt bereits hoch ausgelastet (≈ 80 % der Bruchlast). Bei Träger BT 4 lagen die maximalen Rissweiten bei 0,5 mm bzw. 1,0 mm, wobei der Auslastungsgrad (mit Bezug auf die Bruchlast $\approx 65\text{--}70$ %) geringer war. Somit kann festgehalten werden, dass es bei den verstärkten Trägern zwar zu einer verzögerten Rissbildung im Vergleich zum unverstärkten Träger BT 2 kam, sich jedoch Biegerisse mit erkennbaren Rissweiten in der Verstärkungsschicht bildeten.

2.4 Resümee zum Ankündigungsverhalten bei einer Carbonbetonverstärkung

Die Untersuchungen zeigten an zwei unverstärkten Trägern, dass die Träger im Ist-Zustand bzw. im Falle einer gezielten Spannstahlschädigung kein ausreichendes Ankündigungsverhalten aufwiesen, da mindestens eines der beiden Kriterien („Riss-vor-Bruch“ oder „Resttragfähigkeit“) nicht erfüllt war. Der unversehrte Träger BT 1 übertraf zwar das angestrebte Ziellast-

niveau für die geforderte Restsicherheit, zeigte jedoch keine Rissbildung unter Gebrauchslastniveau. Der gezielt geschädigte Träger BT 2 wies wiederum eine frühzeitige Rissbildung auf, verfehlte jedoch den erforderlichen Tragwiderstand.

Das Potenzial einer Carbonbetonverstärkung zur Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens zeigten die ebenfalls geschädigten, jedoch im Anschluss verstärkten Träger. Bereits der einlagig verstärkte Balkenträger BT 3 erfüllte die Kriterien einer rechtzeitigen Rissbildung bei gleichzeitig ausreichender Resttragfähigkeit. Der analog geschädigte, aber zweilagig verstärkte Balkenträger BT 4 zeigte im Vergleich zu BT 2 zwar eine verzögerte, jedoch ebenfalls detektierbare Rissbildung. Das Kriterium der Resttragsicherheit wurde hier deutlich übertroffen. Einen Überblick zum Ergebnis der Versuchsreihe „Spannungsrissskorrosion“ gibt Tabelle 1. Demzufolge zeigten nur die mit Carbonbeton verstärkten Balkenträger ein Ankündigungsverhalten im Sinne von [17].

3 Verstärkung der Spannbetonbrücken ü. d. Nidda im Zuge der A 648

3.1 Grundlagen und Allgemeines

Im Rahmen der Verstärkung dreier Autobahnbrücken über die Bundesautobahn (BAB) A 648 wurden erstmals Spannbetonbrücken mit Carbonbeton zur Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens verstärkt. Das Brückentrio setzt sich hierbei aus zwei Schwesterbauwerken aus den 1970er Jahren und einem älteren Tragwerk aus den 1960er Jahren zusammen, siehe Bild 7. Während die beiden Schwesterbauwerke bereits im Jahr 2020 mit Carbonbeton verstärkt wurden, folgte die Ausführung von Teilbauwerk 3 im Jahr 2021. Der Brückenzug ist Bestandteil des

Tabelle 1 Übersicht Versuchsreihe „Spannungsrissskorrosion“

Balkenträger	Rissbildung bei 50 % der Ziellast	Resttragsicherheit bei 100 % der Ziellast	Ankündigungsverhalten
BT 1	☹️	😊	☹️
BT 2	😊	☹️	☹️
BT 3	😊	😊	😊
BT 4	😊	😊	😊

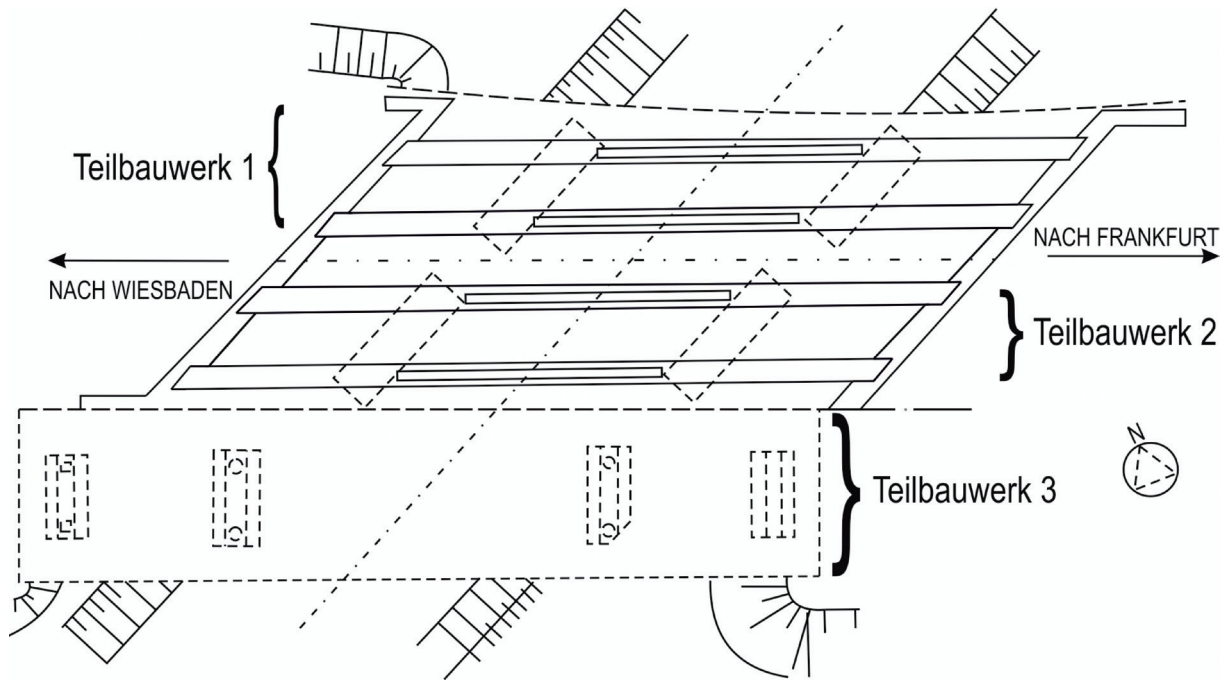


Bild 7 Übersicht Brückentrio über die Nidda am Westkreuz Frankfurt a. M.

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

Westkreuzes Frankfurt a. M. und Knotenpunkt der BAB A 5 und A 648. Beide Autobahntrassen sowie die dazu gehörigen Verbindungswege überqueren im weitläufigeren Kreuzungsbereich den Fluss Nidda.

Bei allen Überbauten wurde Spannstahl verbaut, der als spannungsrissskorrosionsgefährdet gilt. Die Tragwerke zeigten rechnerisch kein ausreichendes Ankündigungsverhalten in Sinne von [17], sodass ein plötzliches Versagen des Überbaus nicht auszuschließen war. Um das Tragfähigkeitsdefizit zu beheben, wurde eine Verstärkung notwendig. In Hinblick auf die exponierte Lage im Verkehrsnetz am West-

kreuz Frankfurt a. M. stellte sich die Verstärkung mit Carbonbeton als die wirtschaftlichste und minimalinvasivste Verstärkungsmöglichkeit heraus. Eine ausführliche Darstellung zu Konzeption, Planung und Ausführung der Verstärkungsmaßnahmen am Brückenzug geben [11]–[14].

3.2 Kurzbeschreibung der Teilbauwerke

In allen drei Bauwerken kam Sigma-Oval Spannstahl zum Einsatz. Die Teilbauwerke 1 und 2 sind als zweistegige Plattenbalken mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 1,20 m ausgelegt, siehe Bild 8. Die dreifeldrigen Durchlaufträger überspannen die Nidda mit einer Spannweite von ≈ 32 m, wobei die Randfelder mit jeweils $\approx 17,5$ m anschließen, siehe Bild 9. Die lichte Höhe in den Randfeldern betrug im Bereich der flussläufigen Radwege lediglich $\approx 1,75$ m, sodass das Lichtraumprofil bereits stark eingeschränkt war.



Bild 8 Untersicht auf den Überbau des südlichen Teilbauwerks 1,

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

Die Spanngliedführung war an das ungünstige Stützweitenverhältnis von Rand- zu

Längsschnitt Teilbauwerke 1 und 2

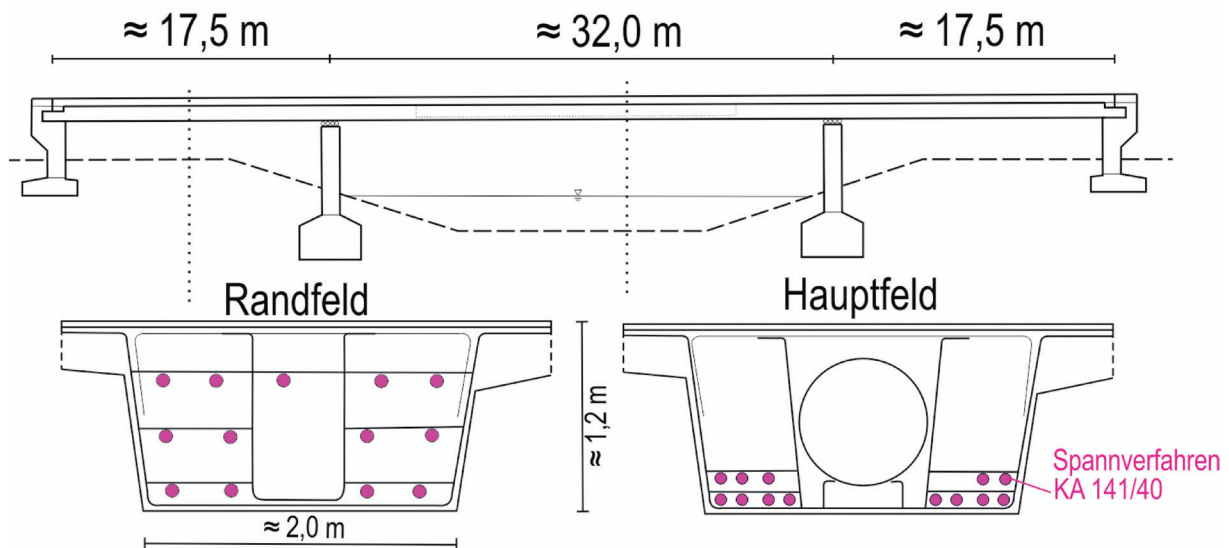


Bild 9 Längs- und Querschnitt – Teilbauwerke 1 und 2

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

Hauptfeld angepasst. Während die Spannglieder im Hauptfeld parabolisch unter Ausnutzung der vorhandenen Konstruktionshöhe verlaufen, sind sie in den Randfeldern gleichmäßig über die Querschnittshöhe verteilt. Seinerzeit kam das Spannverfahren Philipp Holzmann (KA 141/40) zur Anwendung, siehe [28]. Insgesamt sind über die gesamte Überbaulänge 13 Spannglieder mit jeweils 40 Drähten mit einem Einzelquerschnitt von 30 mm² verbaut.

Das dritte Teilbauwerk (TBW 3) weist im Verhältnis zum Hauptfeld erneut kurze Randfelder auf. Das Hauptfeld überspannt mit ≈ 38 m die Nidda bei einer Konstruktionshöhe von ebenfalls 1,20 m, siehe Bild 10. Gegenüber den beiden anderen Teilbauwerken sind hier sowohl Rand- als auch das Hauptfeld als Hohlkasten

ausgeführt, siehe Bild 11. Hier kam das Spannverfahren Polenzky und Zöllner A 100 [29] zur Anwendung. Eine Besonderheit stellt die Gründung des Bauwerks TBW 3 dar, da der Überbau auf Pendelstützen lagert und somit die üblichen Kastenwiderlager entfallen. Weitergehende Informationen können [14] entnommen werden.

3.4 Verstärkungskonzepte mit Carbonbeton für die Teilbauwerke

Aufgrund des fehlenden Ankündigungsverhaltens bei Spannungsrissskorrosion war die Gefahr eines plötzlichen Versagens nicht ausgeschlossen, sodass Handlungsbedarf bestand. Seitens des Bauherrn wurden zunächst verschiedene konventionelle Verstärkungsmethoden projektiert. Die Vorschläge lieferten jedoch keine zufriedenstellende Lösung in Hinblick auf die örtlichen Randbedingungen und die statischen Anforderungen. Mit der Planung und Konzeption der Verstärkungsmaßnahme wurde das Ingenieurbüro Curbach Böschke Ingenieurpartner beauftragt.

Kritisch war der Nachweis zur Vermeidung eines spröden Versagens an den



Bild 10 Untersicht Teilbauwerk 3 – Brückenzug über die Nidda

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

Teilbauwerken 1 und 2. Insbesondere die Randfelder und die Stützbereiche wiesen kein ausreichendes Ankündigungsverhalten auf, siehe auch Bild 12. Unter Berücksichtigung der Hinweise aus [17] wurde eine Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton konzipiert. Dabei fungiert die Carbonbetonverstärkung als Unterstützung der Betonstahlbewehrung und trägt somit zu einem duktilen Bauteilverhalten bei. In Zusammenarbeit mit der Firma CARBOCON GmbH und dem Institut für Massivbau der TU Dresden wurde in kurzer Zeit eine Zustimmung im Einzelfall erreicht. Diese war notwendig, da aktuell keine allgemeingültige Zulassung zu Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton im Brückenbau vorliegt. Die bauliche Umsetzung der Verstärkungsmaßnahmen an den TBW 1 und 2 erfolgte durch eine Arbeitsgemeinschaft von Implenia Instandsetzung und Züblin Bauwerkserhaltung (unterstützt durch das Tochterunternehmen Torkret).

Im Konkreten wurde für die Teilbauwerke 1 und 2 eine abgestufte Bewehrungsführung festgelegt, siehe Bild 12. An der Brückenunterseite wurden aus statischen Gründen drei Lagen Carbongelege durchgehend verlegt und partiell um zwei Lagen ergänzt. An der Brückenoberseite wurden im Stützbereich bis zu sechs Lagen notwendig. Die Lagen 1 bis 4 sind hierbei abgestuft nur im Stützbereich verlegt und fungieren im Sinne einer Zulage. Die beiden äußeren Lagen 5 und 6 (siehe Bild 12) sind über die gesamte Bauwerkslänge angeordnet und bilden eine Grundbewehrung.

Einen Eindruck der Verstärkungsmaßnahme zu Teilbauwerk 1 und 2 vermitteln die Planauszüge in den Bildern 13 und 14. Darin wird auch die streifenförmige Ausführung der Verstärkungsmaßnahme deutlich, die sich durch die

Längsschnitt Teilbauwerk III

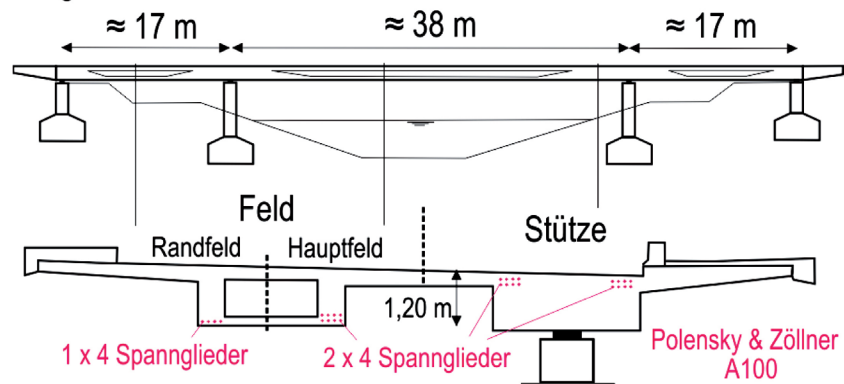


Bild 11 Bauwerksüberblick Teilbauwerk 3

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

Breite der seinerzeit verfügbaren Mattenware ergab. Die Verstärkung wurde mit der Materialkombination aus SITGrid 040 und Pagel TF-10 umgesetzt, die auch im Rahmen der zuvor vorgestellten Versuchsreihe verwendet wurden. Aufgrund der dünnen Auftragsdicken des Feinkornbetons war es möglich, die Carbonbetonverstärkung in den Fahrbahnaufbau zu integrieren. Für tiefergehende Informationen und Hintergründe wird auf [11]–[13] verwiesen.

Die Verstärkung an Teilbauwerk 3 erfolgte ähnlich, da auch hier unter Anwendung von [17] kein Ankündigungsverhalten über die Bauwerkslänge nachgewiesen werden konnte. Das Tragwerk zeigte rechnerisch jedoch ein insgesamt gutmütigeres Ankündigungsverhalten als die beiden Teilbauwerke 1 und 2. In Kombination mit einer erweiterten Untersuchung nach [30] konnte die Verstärkungsmaßnahme auf die Bauwerksoberseite beschränkt werden, siehe auch [14]. In den Stützbereichen sowie bei Spanngliedabstufungen wurden bis zu vier Lagen in Längsrichtung notwendig, die in den statisch nicht relevanten Bereichen auf zwei konstruktive Lagen reduziert wurden, siehe Bild 15.

Neben der Verstärkungsmaßnahme zur Sicherstellung der Resttragsicherheit im Falle einer Spannungsrissskorrosion zeigte sich jedoch auch der Kragarmanschnitt als defizitär.

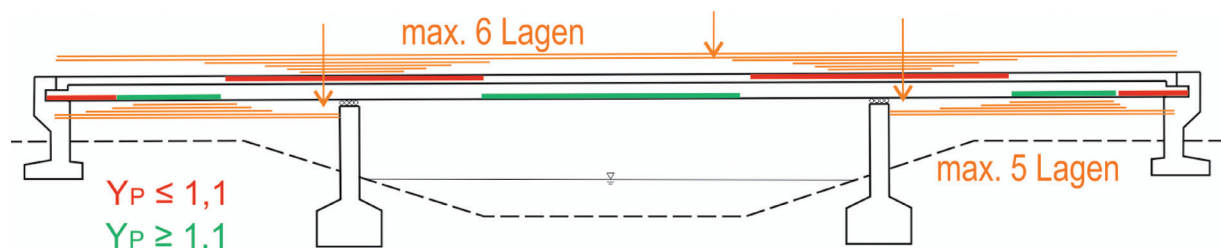


Bild 12 Verstärkungskonzept für Teilbauwerke 1 und 2

Quelle: O. Steinbock, aus [8]

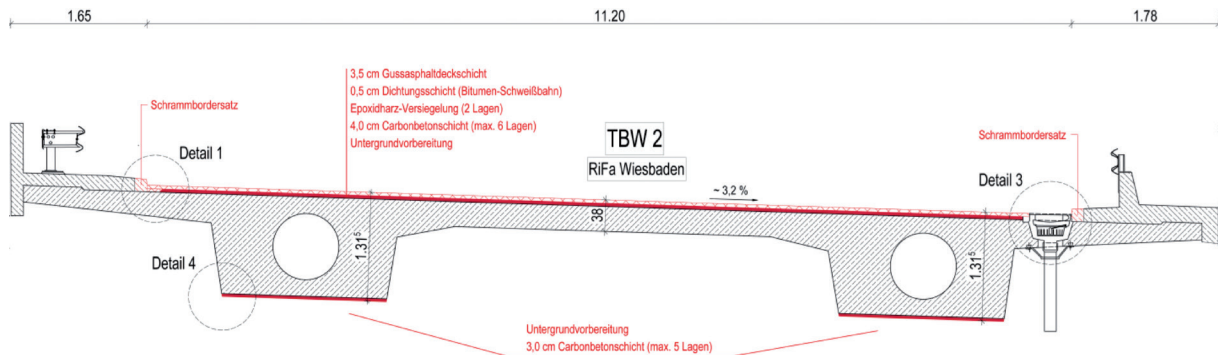
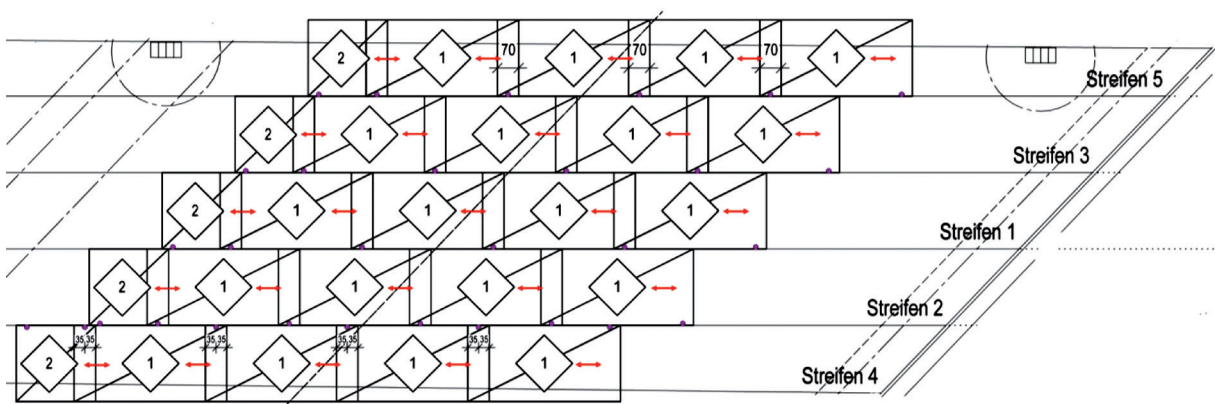


Bild 13 Regelquerschnitt zur Ausführungsplanung im Rahmen der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton, hier exemplarisch für Teilbauwerk 2; aus [8] Planunterlagen: A. Peter

Verlegeschema an Brückenoberseite

hier: 4. Carbonlage - Teilbauwerk 2 Ost



Verlegeschema an Brückenunterseite

hier: 1. Carbonlage - Teilbauwerk 2 Steg Nord-Ost

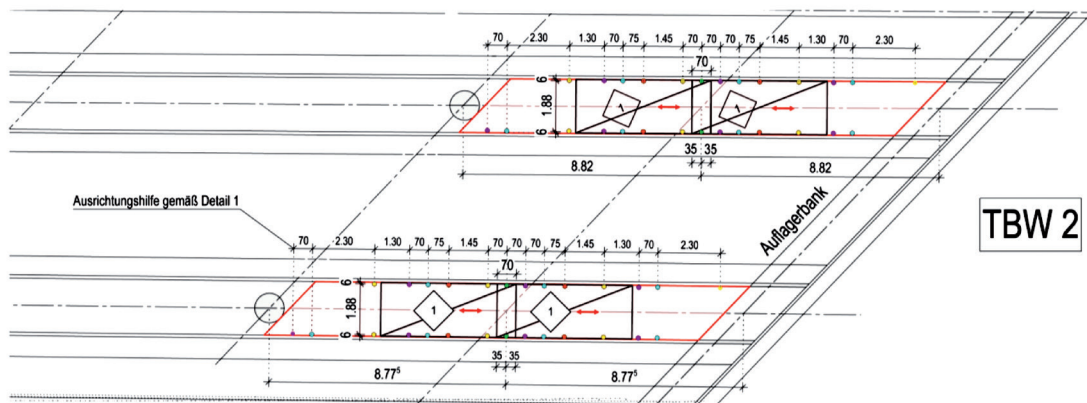


Bild 14 Planauszüge der Ausführungsplanung im Rahmen der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton, hier exemplarisch für Teilbauwerk 2; aus [8] Planunterlagen: A. Peter

Grund hierfür war einerseits die ungünstige Anordnung der Fahrstreifen sowie die vergleichsweise langen Kragarme, sodass hierfür eine Verstärkung in Querrichtung notwendig wurde. Auch hier kam die Materialkombination SITGrid 040 und Pagel TF-10 zum Einsatz, die in einer fünften Lage im Kragarmbereich um 90° zur Längsrichtung gedreht wurde und somit in Querrichtung wirkt.

Danksagung

Das Institut für Massivbau der TU Dresden dankt dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern für die Bereitstellung der Brückenträger, die bei der vorgestellten Versuchsreihe verwendet wurden.

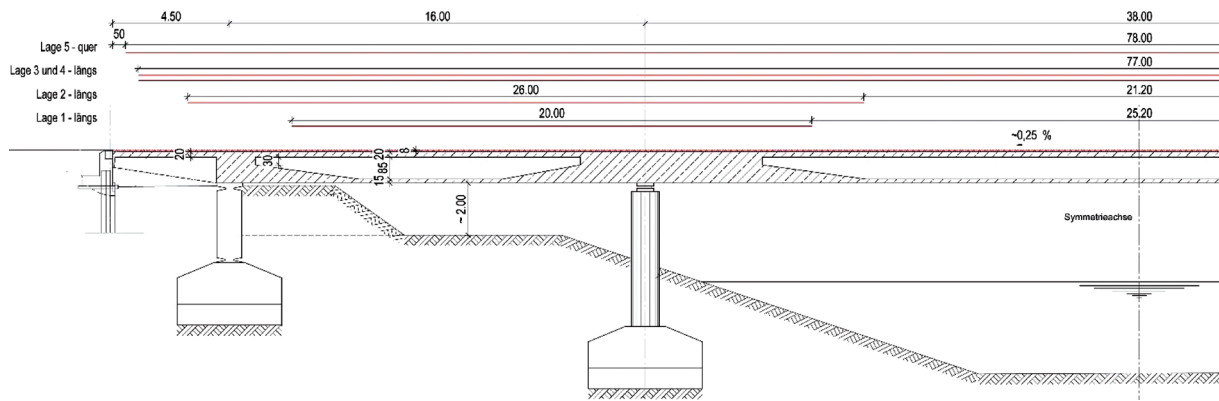


Bild 15 Planauszüge der Ausführungsplanung im Rahmen der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton, hier Teilbauwerk 3; aus [8] Planunterlagen: A. Peter und H. Kunze

Weiterer Dank gilt den Bauherrenvertretern von Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement, dass sie der Verstärkungsmethode mit Carbonbeton bei den Brücken über die Nidda offen gegenüberstanden. Zu guter Letzt sei den Projektpartnern von Wilhelm Kneitz Solutions in Textile GmbH (Hof), der CARBOCON GmbH (Dresden) sowie den Kollegen von H+P Ingenieure GmbH (Aachen) für die konstruktive Zusammenarbeit gedankt.

Literatur

- [1] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T.; Wild, M.; Kessner, K.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 2, S. 107–127
- [2] Marzahn, G.; Mertzsch, O.; Kramer, L.: Der Traglastindex zur Bewertung struktureller Eigenschaften von Straßenbrücken. u. a. Stahlbau 89 (2020) 10, S. 865–873
- [3] Riegelmann, P.; May, S.; Schumann, A.: Das Potenzial von Carbonbeton für den Brückenbestand – das ist heute schon möglich! In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium – Ergänzungsband 2021, 09./10.03.2020 in Dresden (verlegt auf den 08./09.03.2021, digital), Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021, S. 79–90
- [4] Al-Jamous, A.; Uhlig, K.: Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13./14.3.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 71–78
- [5] Homepage C³ – Carbon Concrete Composite: <https://www.bauen-neu-denken.de/>, geprüft am 10.01.2022
- [6] Steinbock, O.; Curbach, M.; Bösche, T.: Ertüchtigung einer Stahlbetonstraßenbrücke mit Carbonbeton. In: Foster, F.; Gilbert, R.; Mendis, P.; Al-Mahaidi, R.; Millar, D. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung für Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 08./09.09.2020 an der Technischen Akademie Esslingen, Esslingen, 2020, S. 651–662
- [7] Steinbock, O.; Giese, N. J., Curbach, M.: Probelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke. In: Curbach, M.; Marx, S.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 11. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, 08.03.2021 in Dresden, veröffentlicht in: Curbach, M. et al. (Hrsg.): Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 55, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021, S. 118–129
- [8] Steinbock, O.: Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton. Diss., TU Dresden, 2021
- [9] Steinbock, O.; Bösche, T.: Verstärkung von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl mit Carbonbeton. In: C³ – Carbon Concrete Composite e. V.; TUDALIT e. V. (Hrsg.): Tagungsband der 12. Carbon- und Textilbetontage, 22./23.09.2020 (in Dresden und digital), 2020, S. 30–31 (Zweitabdruck in TUDALIT Magazin (2020) 23, S. 12)
- [10] Steinbock, O.: Ankündigungsverhalten von Spannbetonbrücken bei einer Carbonbetonverstärkung. In: C³ – Carbon Concrete Composite e. V.; TUDALIT e. V. (Hrsg.): Tagungsband der 13. Carbon- und

- Textilbetontage, 29/30.09.2021 (in Dresden und digital), 2021, S. 30–31
- [11] Steinbock, O.; Pelke, E.; Ost, O.: Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken. Teil 1: Grundlagen und Hintergründe zum Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 2, S. 101–108
- [12] Steinbock, O.; Bösch, T.; Schumann, A.: Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken. Teil 2: Carbonbeton im Brückenbau und Informationen zur Zustimmung im Einzelfall für das Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 2, S. 109–117
- [13] Steinbock, O.; Teworte, F.; Neis, B.: Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken. Teil 3: Planung und Umsetzung der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton am Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 2, S. 118–126
- [14] Steinbock, O.; Wetzel, T.: Verstärkung und Konzeption der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton an Teilbauwerk in Zuge der „Brücken über die Nidda“. Bautechnik 98 (2021) 10, S. 711–719
- [15] Nürnberger, U.: Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen. In: Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Bundesanstalt für Straßenbau (BASt) – Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 308, Bonn, 1980
- [16] Wilhelm, T.: Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion – Ein Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Spannbetonbrücken mit Hennigsdorfer Spannstahl. Diss., TU Dresden, 2014
- [17] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung (BMVBS) – Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 06/2011
- [18] DB Netz AG (Hrsg.): Bauwerk mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen–Nachrechnungskonzept. Ausgabe 03/2016
- [19] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Wellner, S.: Experimentelle Untersuchung von Balkenreihentragwerken. In: Curbach, M.; Marx, S.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 11. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, 08.03.2021 in Dresden, veröffentlicht in: Curbach, M. et al. (Hrsg.): Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 55, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021, S. 8–19
- [20] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Hampel, T.; Schmidt, N.; Curbach, M.: Systematische Nachrechnung des Brückenbestands Mecklenburg-Vorpommern – Interaktion zwischen Praxis und Forschung. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 4, S. 281–290 (überarbeitete und ergänzte Fassung des Beitrags „Interaktion zwischen Praxis und Forschung – Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in M-V“ zum 27. Dresdner Brückenbausymposium 2017)
- [21] Fiedler, E.; Näser, R.; Verch, W.: Straßenbrücken. In: Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Das Straßenwesen der DDR 1949–1989, Archiv für die Geschichte des Straßen- und Verkehrswesens, Heft 17, Bonn, 2002, S. 119–211
- [22] Kascher, R.: Zur Nutzungserweiterung bis in die Brückenklasse 30, 45 oder 60 eingestufte Fertigteilbrücken BT 50/70 bzw. BT 500/700. Abschlussbericht, BASt/Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Bremerhaven, 1997
- [23] Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (Hrsg.): Erzeugnisse Bauwesen und Bauwerksteile; Straßen- und Fußgängerbrücken. Projektierungskatalog Balkenreihenüberbauten BT500/700, Katalog SW 1-79, Ausgabe 12/1979
- [24] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011
- [25] TGL 12530/07: Stähle für den Stahlbetonbau – Spannstahl St 140/160 warm gewalzt, vergütet; Sortiment. Ausgabe 12/1983
- [26] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z.31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). erteilt von Deutsches Institut für Bautechnik (Berlin), Geltungsdauer 01.06.2015–01.06.2016 bzw. Verlängerung 01.12.2016–01.06.2021; heute: CARBOrefit – Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton, Geltungsdauer: 23.12.2021 bis 01.06.2026
- [27] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Ausgabe 03/2009
- [28] V A2-64b 08/27-10/68 Philipp Holzmann AG, Frankfurt: Zulassungsbescheid Spann-

verfahren KA. Geltungsbereich: Hessen;
Geltungsdauer: 12/1968–12/1973, Wies-
baden: 1968

- [29] Zulassung II a4-2.420 Nr.1389-60: Spann-
verfahren Polenzky & Zöllner [Sigma St
145/160], Ministerium NRW: 1960
- [30] Rauert, T.; Zehetmaier, G.: Alternatives
stochastisches Nachweisverfahren für
den Spannungsrisskorrosionsnachweis
von Straßenbrücken. Beton- und Stahlbe-
tonbau 113 (2018) 1, S. 807–820

- 7 Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022
- 11 Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung
- 13 Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig
- 27 Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele
- 43 Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen-Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen
- 57 Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzhängern aus Carbon
- 75 Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben
- 89 Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung
- 107 Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge
- 121 Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg
- 139 smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft
- 151 Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen
- 163 Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach
- 175 Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton
- 191 Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht
- 207 Chronik des Brückenbaus