

# Verstärkung einer Spannbetonbrücke mit Carbonbeton

## Erweiterte Rechenmethoden zum Ankündigungsverhalten von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl

Neue Entwicklungen und umgesetzte Verstärkungsmaßnahmen zeigen das Potenzial von Carbonbeton für die Ertüchtigung von Brücken im Bestand. Im Jahr 2020 wurden zunächst zwei Brückenbauwerke im Zuge der BAB A 648 mit Carbonbeton verstärkt. Im Jahr 2021 wird das dritte Teilbauwerk ebenfalls mit Carbonbeton verstärkt. Planung und Konzeption der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton zur Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens bei Spannungsrissskorrosion sind Gegenstand des Beitrags. Aufgrund der besonderen Konstruktionsform des Tragwerks kamen im Hinblick auf die Untersuchung des Ankündigungsverhaltens erweiterte Rechenmethoden zum Einsatz. Das Tragwerk mit kurzen Endfeldern ist repräsentativ für zahlreiche Bauwerke im Bestand. Aufgrund der ungünstigen Stützweitenverhältnisse ergeben sich bei der Anwendung der sog. Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion für Straßenbrücken rechnerische Defizite bzw. Anwendungsgrenzen bei den Verfahren. Für den vorliegenden Fall wurde daher eine Monte-Carlo-Simulation zur Untersuchung des Ankündigungsverhaltens durchgeführt und in Verbindung mit einer Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton auch sichergestellt. Der vorliegende Beitrag fasst die rechnerische Vorgehensweise zusammen und zeigt die planerische Umsetzung der Verstärkungsmaßnahme.

**Stichworte** Carbonbeton; Spannbeton; Brücken im Bestand; Verstärkung; Spannungsrissskorrosion; Monte-Carlo-Simulation; Ankündigungsverhalten

**Strengthening of a pre-stressed concrete bridge by using carbon reinforced concrete – extended methods regarding the crack-before-failure-criteria of bridges with pre-stressing steel which is vulnerable to stress corrosion cracking**

New developments in the field of carbon reinforcement and realized strengthenings with carbon reinforced concrete have shown the potential of this method for existing bridges. In 2020, two bridge structures on the A 648 highway were initially strengthened with carbon reinforced concrete. In 2021, the third bridge superstructure will be reinforced with carbon reinforced concrete, too. Concept and development of the strengthening with carbon reinforced concrete to ensure the “crack before failure criteria” in case of stress corrosion cracking are the subject of the paper. Due to the special layout of the structure, advanced computational methods were used to investigate the “crack before failure criteria”. The superstructure with short end spans is representative for a lot of existing structures. Regarding unfavorable span conditions, the application of the german guidelines (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion) for road bridges result in computational deficits or application limits for the methods. For the present case, therefore, a Monte-Carlo simulation of the load bearing behavior was carried out to ensure sufficient “crack before failure behaviour” by means of strengthening with carbon reinforced concrete. This article summarizes the computational procedure and shows the concept of the strengthening with carbon reinforced concrete.

**Keywords** carbon reinforced concrete; pre-stressed concrete; existing bridges; strengthening of bridges; stress corrosion cracking; Monte-Carlo simulation; crack-before-failure-criteria

## 1 Vorwort und Veranlassung

### 1.1 Hintergrundinformationen und Einordnung

Im Rahmen von Verstärkungsmaßnahmen dreier Autobahnbrücken über die BAB A 648 wurden erstmals Spannbetonbrücken mit Carbonbeton verstärkt [1–3]. Das Brückentrio setzt sich hierbei aus zwei Schwesterbauwerken aus den 1970er-Jahren und einem älteren Tragwerk aus den 1960er-Jahren zusammen (Bild 1). Während die beiden Schwesterbauwerke bereits mit Carbonbeton verstärkt sind, erfolgt die Ausführung von Teilbauwerk 3 im Jahr 2021. Der Brückenzug ist Bestandteil des Westkreuzes Frankfurt a. M. und Knotenpunkt der Bundesautobahnen A 5 und A 648. Beide Autobahntrassen sowie die dazugehörigen Verbindungswege überqueren im weitläufigeren Kreuzungsbereich den Fluss Nidda.

Entlang der Nidda verlaufen beidseitig Radwege, die beliebte Naherholungsgebiete darstellen.

Die drei Brücken sind als zweistegige Plattenbalken ausgeführt. Bei allen Überbauten wurde Spannstahl verbaut, der als spannungsrissskorrosionsgefährdet gilt. Die Tragwerke zeigten rechnerisch kein ausreichendes Ankündigungsverhalten im Sinne der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion [4], sodass ein plötzliches Versagen des Überbaus nicht auszuschließen war. Die Verstärkung mit Carbonbeton im Brückenbau erwies sich als aussichtsreiche Verstärkungsmethode [5–7]. Einen Überblick zur Carbonbetonbauweise bieten bspw. [8, 9]. Der vorliegende Beitrag behandelt schwerpunktmäßig die Verstärkungsplanung für Teilbauwerk 3. Aufgrund der besonderen Konstruktionsweise mit weit spannendem Hauptfeld und kurzen Endfeldern wurde die Verstärkungsmaßnahme



Quelle/Bild: Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement

**Bild 1** Übersicht: Teilbauwerke 1 (hinten) bis 3 (vorne) der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt  
Overview of structures 1 (rear) to 3 (front) of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt

me mit Carbonbeton in Verbindung mit erweiterten Nachweisformaten zum Ankündigungsverhalten, im Konkreten einer Monte-Carlo-Simulation, ausgelegt [10].

## 1.2 Herausforderung Spannungsrisskorrosion

Im Hinblick auf das Ankündigungsverhalten ist neben dem Regelwerk für Straßenbrücken, der sog. Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [4], auch das Nachweiskonzept der DB Netz AG [11] in der Fachwelt etabliert. Den Verfahren ist gemeinsam, dass sich ein Versagen bzw. der Ausfall von Spannstahl in Form einer Rissbildung ankündigt. Gleichzeitig ist für diesen möglichen Schadensfall eine ausreichende Tragsicherheit nachzuweisen. Weiter ist den Empfehlungen gemeinsam, dass sie ein stufenweises Vorgehen bei der Nachweisführung als Algorithmus bereithalten. In einer ersten Stufe erfolgt i. d. R. eine Untersuchung auf Querschnittsebene über die Bauteillänge. Da häufig nicht in allen Querschnittsteilen über die Bauwerkslänge hinweg ein ausreichendes Ankündigungsverhalten erreicht wird, kann in einem zweiten Schritt eine Untersuchung auf Systemebene erfolgen. Hintergründe und tiefergehende Informationen zu den Rechenverfahren können den wissenschaftlichen Arbeiten von [12, 13] entnommen werden.

Analog den bestehenden Regelwerken zur Spannungsrisskorrosion handelt es sich bei der Untersuchung zum Ankündigungsverhalten mithilfe einer Monte-Carlo-Simulation ebenfalls um ein zweistufiges Verfahren [10]. Im ersten Rechenschritt wird dabei die Restspannstahlfläche bei Rissbildung bzw. die erforderliche Restspannstahlfläche zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit auf Querschnittsebene analog den etablierteren Regelwerken ermittelt. Die Ergebnisse aus der Untersuchung zur einsetzenden Rissbildung auf Querschnittsebene dienen als Eingangsgrößen für die Monte-Carlo-Simulation auf Systemebene, die als Alternative bzw. als allgemeingültiges

Verfahren im Vergleich mit den stochastischen Verfahren aus [4] betrachtet werden kann. Die Monte-Carlo-Simulation ist eine Methode aus der Stochastik, welche durch die Durchführung zahlreicher Zufallsexperimente eine Aussage über deren Auftretenswahrscheinlichkeit zulässt. Die Durchführung eines Zufallsexperiments kann mit heutiger EDV simuliert werden, sodass eine große Anzahl an Ereignissen bzw. im Falle des Brückenbaus von Schadensbildern generiert werden kann.

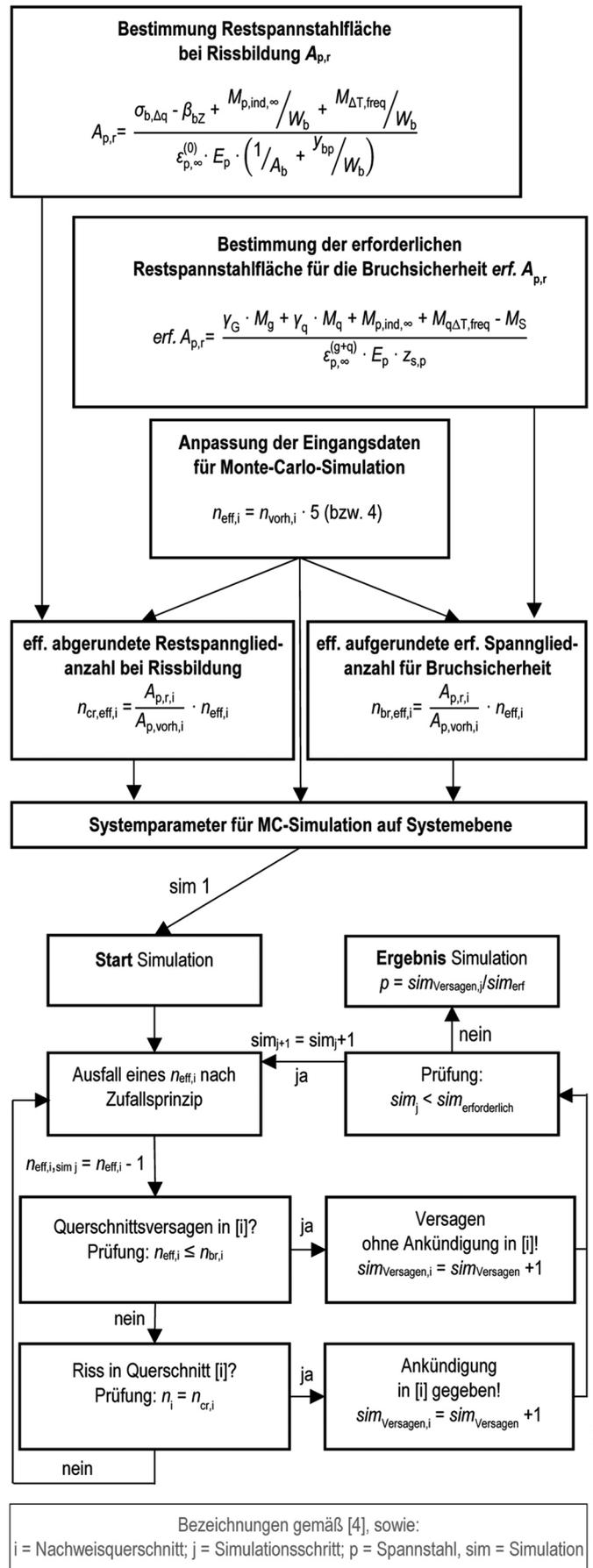
Mit Bezug auf die Anwendung zum Nachweis des Ankündigungsverhaltens bei Brücken mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl interessieren die Auftretenswahrscheinlichkeiten „Vorankündigung gegeben“ bzw. „keine Vorankündigung gegeben“. Dabei handelt es sich jeweils um ein Zufallsexperiment bzw. Ereignis am Tragwerk, das von der Anzahl der verbleibenden Spannglieder bzw. den Beanspruchungen abhängt.

Die Übertragung einer Monte-Carlo-Simulation für Brückenüberbauten mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl zeigt das Schema in Bild 2 bzw. [7]. Dabei wird zunächst eine sog. effektive Spanngliedanzahl angenommen, die ein Vielfaches der tatsächlich verbauten Spanngliedanzahl darstellt. Damit sollen in erster Linie Einflüsse auf das Ergebnis infolge von groben Rundungen vermieden werden. Der Einfluss zeigt sich insbesondere beim Abrunden der Spanngliedanzahl  $A_{p,r}$  bei Rissbildung bzw. dem Aufrunden der erforderlichen Spanngliedanzahl  $erf A_{p,r}$  auf ganzzahlige Spannglieder, der häufig bei der Anwendung des vereinfachten stochastischen Verfahrens gemäß [4] beobachtet werden kann. In Nachweisquerschnitten kann der Fall eintreten, dass die vorhandene Querschnittsfläche zwar größer als die erforderliche Spannstahlfläche errechnet wird, aber dennoch im Untersuchungsquerschnitt kein ausreichendes Ankündigungsverhalten erreicht wird. Eine örtliche Korrelation des Spannstahlausfalls wird vereinfachend dadurch berücksichtigt, dass in den Nachweisquerschnitt

ten stets ein gleichzeitiger Ausfall mehrerer Drähte, nämlich 20–25% eines Spannglieds, anstatt eines drahtweisen Spannstahlausfalls simuliert wird. So kann die Spanngliedanzahl mit dem Faktor 5 (bzw. 4) multipliziert und durch effektive Spannglieder ersetzt werden ( $n_{\text{eff},i}$ ) [10, 12].

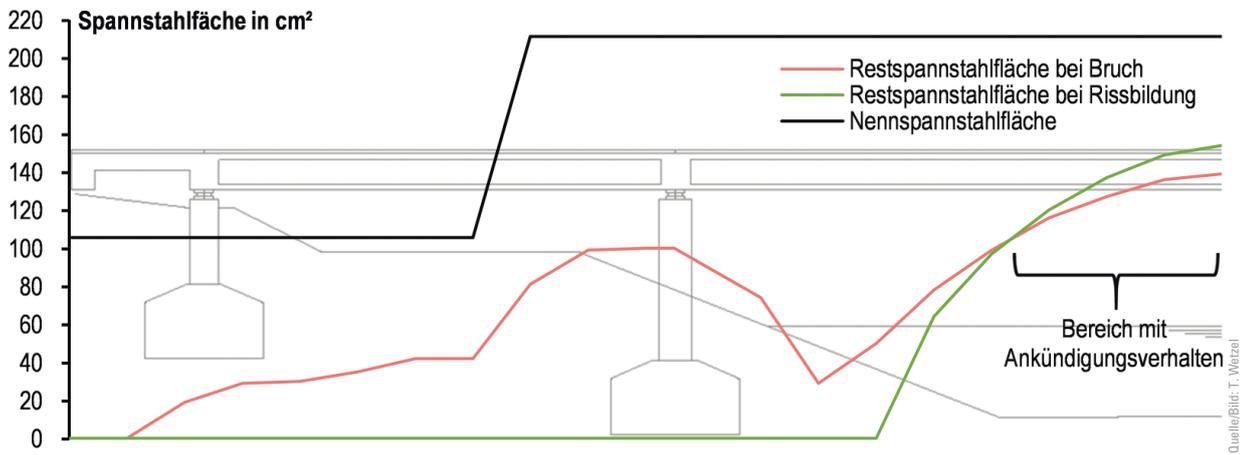
Wie zuvor angedeutet, erfolgt im Anschluss die Ermittlung der effektiven Spanngliedanzahl bei Rissbildung ( $n_{\text{eff},\text{cr},i}$ ) bzw. der erforderlichen Spanngliedanzahl bei Bruch ( $n_{\text{eff},\text{br},i}$ ) (Bild 2). Anhand dieser Systemparameter kann die Monte-Carlo-Simulation gestartet werden. Dabei wird nach dem Zufallsprinzip ein effektives Spannglied in einem beliebigen Querschnitt als gerissen gewählt. Im Anschluss wird überprüft, ob der Querschnitt bei Ausfall dieses Spannglieds noch ausreichend tragfähig ist ( $n_{\text{eff},i} \leq n_{\text{br},i}$ ). Falls der Querschnitt keine ausreichende Tragfähigkeit aufweist, wird ein Versagen ohne Vorankündigung unterstellt, da ein Riss zu diesem Zeitpunkt sich nicht an der gezogenen Betonquerschnittsrandfaser zeigt. Wird dagegen eine ausreichende Sicherheit im Querschnitt festgestellt, wird überprüft, ob sich ein Riss an der Betonrandfaser durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit zeigt. Ist dies der Fall, ist eine Ankündigung durch Rissbildung gegeben. Die angenetzte Betonzugfestigkeit hat entscheidenden Einfluss auf den Zeitpunkt der Rissbildung, wie bereits [12] diskutiert. Demzufolge handelt es sich bei  $\beta_{\text{bz}}$  in [4] um einen rechnerischen Mittelwert, der dem 95%-Quantil-Wert der charakteristischen Betonzugfestigkeit entspricht. Begründet wird dies mit günstig wirkenden Faktoren einerseits (z. B. Nacherhärtung), andererseits mit ungünstigen Einflüssen (z. B. zyklische Beanspruchung), die sich letztlich in Summe aufheben. Somit wird ein Wert gerechtfertigt, welcher der mittleren Zugfestigkeit des Betons entspricht.

Zeigt sich dagegen kein Riss, wird erneut nach dem Zufallsprinzip ein effektives Spannglied als gerissen angenommen. Dabei ist es möglich, dass dieses sowohl im gleichen Nachweisquerschnitt wie zuvor als auch an einer beliebigen anderen Stelle versagt. Nachfolgend werden die effektiven Spannglieder so weit reduziert, bis entweder ein Versagen oder ein Riss im Querschnitt auftritt. Die hierfür durchgeführten Simulationen werden gezählt und einer erforderlichen Simulationsanzahl für die Sicherstellung einer ausreichenden Genauigkeit gegenübergestellt. Falls diese nicht ausreicht, startet die Simulation von Neuem. Als Ergebnis werden dann die Simulationen ohne Ankündigung eines Versagens und die Simulationen mit Ankündigung des Versagens gegenübergestellt. Die entsprechenden Simulationen werden durch die Simulationsanzahl dividiert, womit die Auftretenswahrscheinlichkeit des jeweiligen Ereignisses vorliegt. Ist die Auftretenswahrscheinlichkeit für ein nicht angekündigtes Verhalten ausreichend gering (i. d. R.  $p \leq 1 \cdot 10^{-4}$  bei Straßenbrücken), liegt für den untersuchten Abschnitt ein ausreichendes Ankündigungsverhalten vor. Der Vorteil gegenüber dem stochastischen Verfahren nach [4] liegt darin, dass es praktisch keine Anwen-



**Bild 2** Ablaufschema bei Kombination von [4, 10] – Monte-Carlo-Simulation auf Systemebene  
Schema for Monte-Carlo simulation regarding [4, 10]

Quelle/Bild: entnommen aus [7], O. Steinbock



**Bild 3** Typischer Verlauf der Restspannstahlfächen bei Bauwerken mit kurzen Endfeldern am Beispiel vom verstärkten Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt (wegen Symmetrie nur halbes Bauwerk dargestellt)  
 Typical distribution of the residual pre-stress steel areas in structures with short end fields using the example of structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt (only half of the structure shown due to symmetry)

dungsgrenzen des Verfahrens gibt. Ein Wechsel der gesamten Spannliedanzahl, die Anzahl der Spannlieder im Nachweisquerschnitt sowie die Anzahl an Nachweisquerschnitten bilden kein Ausschlusskriterium für die Anwendung [10].

Hinsichtlich der Genauigkeit des Simulationsergebnisses ist zu sagen, dass dieses maßgeblich durch die Anzahl der Simulationsdurchläufe bestimmt wird. In [10] ist die erforderliche Anzahl der Simulationsdurchläufe so festgelegt, dass die Abweichung von der exakten Auftretenswahrscheinlichkeit max. 5% beträgt. Hierbei ist ein iteratives Vorgehen erforderlich, da die gesuchte Auftretenswahrscheinlichkeit wiederum in die Bestimmung der Simulationszahl eingeht [10]. Es gilt, dass aus einer abnehmenden Auftretenswahrscheinlichkeit ein exponentieller Zuwachs für die notwendige Simulationszahl folgt.

Des Weiteren ist anzumerken, dass auch die Menge der berücksichtigten Nachweisquerschnitte einen Einfluss auf das Simulationsergebnis haben kann. Die Festlegung der Nachweisquerschnitte ergibt sich gemäß Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion [4] i. d. R. durch die Berücksichtigung von Spannliederausfällen in den Zehntelpunkten der jeweiligen Einzelfeldlängen. Bei feldübergreifenden Untersuchungen wird nach Ansicht der Verfasser das Einhalten von einigermaßen gleichmäßigen Abständen zwischen den Nachweisquerschnitten als sinnvoll erachtet, damit der Einfluss kürzerer Felder nicht zu stark gewichtet wird.

### 1.3 Feldübergreifende Untersuchung zum Ankündigungsverhalten für Bauwerke mit kurzen Endfeldern

Die Erfahrungen von Hessen Mobil zeigen, dass insbesondere für mehrfeldrige Bauwerke mit gleichzeitig kurzen Endfeldern häufig kein ausreichendes Ankün-

digungsverhalten unter Anwendung von [4] nachgewiesen werden konnte. In den meisten Fällen wurden die Betonzugspannungen in kurzen Endfeldern erst bei einem nahezu kompletten Ausfall der Spannbe- wehrung erreicht. Hinzu kommt, dass wegen des un- günstigen Stützweitenverhältnisses eine Rissankün- digung, nicht nur im Pfeilerbereich, sondern auch in großen Bereichen des Endfelds, an der Quer- schnittsoberseite zu erwarten ist. Da oberseitig eine Rissdetektion im Rahmen der Bauwerksprüfung nicht sichergestellt werden kann, sind die zugehörigen Nach- weisquerschnitte als Querschnitte ohne Ankündigungs- verhalten zu werten bzw. die Restspannstahlfächen bei Rissbildung auf null zu setzen (exemplarisch Bild 3). In der Folge ist auf Querschnittsebene, aber auch bei der Anwendung von vereinfachten stochastischen Verfah- ren, für das Endfeld kein Ankündigungsverhalten nach- weisbar. Im Innenfeld müssten dahingegen nur relativ wenige Spannlieder ausfallen, damit Biegerisse auftre- ten.

Wenn der Korrosionsvorgang in allen Nachweisquer- schnitten gleichmäßig ablaufen würde, d. h. an allen Stel- len zeitgleich die gleiche Anzahl Spannlieder versagten, würde bei einer feldübergreifenden Betrachtung stets eine Ankündigung im Innenfeld erfolgen, bevor ein Bruch im Endfeld eintritt. Um die exakte Auftretenswahrschein- lichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung zu be- stimmen, ist aber noch zu berücksichtigen, dass Spann- gliedbrüche örtlich korrelieren und damit im ungünstigen Fall vermehrt im Endfeld auftreten könnten. Es ist im Wesentlichen zu untersuchen, ob die Wahrscheinlichkeit für ein Querschnittversagen im Endfeld, bevor ein Be- tonriss im Innenfeld eintritt, den Grenzwert für Straßen- brücken von  $10^{-4}$  erreicht. Die Berechnung ist mit ge- schlossenen Formulierungen in den meisten Fällen nicht möglich. Für Anwendungsfälle außerhalb der Grenzen des vereinfachten stochastischen Verfahrens nach Hand- lungsanweisung Spannungsrissskorrosion [4], und damit auch bei feldübergreifenden Betrachtungen, ist eine



**Bild 4** Untersicht: Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt  
Bottom view of structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt

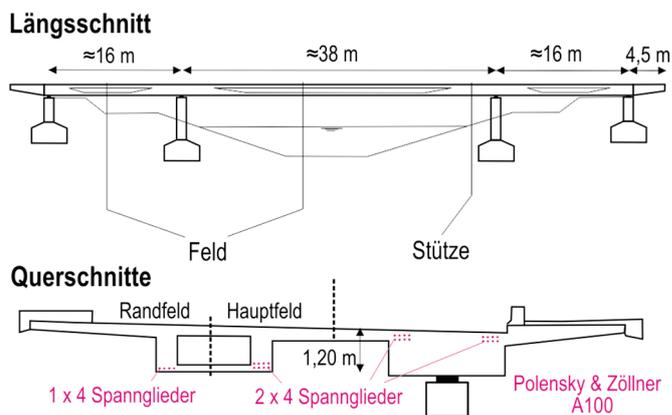
Simulation auf Basis der Monte-Carlo-Methode demnach unverzichtbar.

Im Rahmen der Simulation lässt sich zudem auswerten, an welchen Stellen im Überbau eine Ankündigung oder auch ein Bruch erfolgen kann. Diese Zusatzinformation, welche nicht mit dem vereinfachten stochastischen Verfahren gewonnen werden kann, erlaubt eine örtliche Einschränkung für eine objektspezifische Prüfanweisung oder auch ggf. erforderliche Bauwerksverstärkung. Im Weiteren lässt sich für Bauwerke, die kontrolliert rückgebaut werden sollen, die Mindestanzahl noch vorhandener Spannglieder für den Nachweis der Rückbauzustände bestimmen.

## 2 Teilbauwerk 3 im Zuge der BAB A 648 über die Nidda

### 2.1 Bestand und Ausgangssituation

Teilbauwerk 3 weist im Verhältnis zum Hauptfeld kurze Endfelder auf und ist somit ein repräsentatives Beispiel für die eingangs beschriebene Problematik zum Nachweis des Ankündungsverhaltens (Bild 4). Das Hauptfeld überspannt mit ca. 38 m die Nidda bei einer vergleichsweise schlanken Konstruktionshöhe von 1,20 m. Gegenüber den beiden anderen Teilbauwerken sind sowohl End- als auch Hauptfeld als Hohlkasten ausgeführt (Bild 5). Als Spannverfahren kam hier das Spannverfahren Polenzky & Zöllner A 100 zur Anwendung [14], bei welchem spannungsrissskorrosionsgefährdeter Sigma-Oval-Spannstahl verbaut wurde [4]. Eine Besonderheit stellt die Gründung des Bauwerks dar, da der Überbau auf Pendelstützen lagert und somit die üblichen Kastenwiderlager entfallen. An den Überbauenden sind zudem kurze Kragarme bzw. Überhänge angeordnet.



**Bild 5** Bauwerksüberblick: Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt  
Overview of structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt

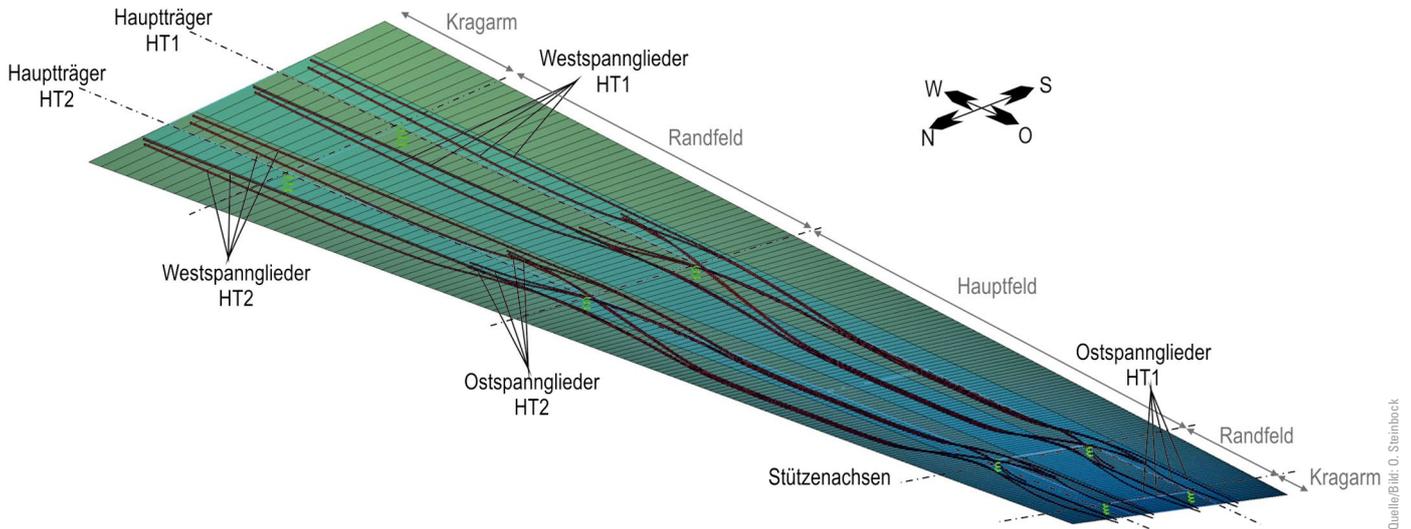
### 2.2 Untersuchungen zum Bestand

Mit Ausnahme der Statik [15] lagen zum Bauwerk keine Bestandsbezeichnungen bzw. Bewehrungspläne vor, sodass in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro MKP GmbH zunächst eine gezielte Erfassung des Istzustands durchgeführt wurde [16]. Spanngliederführung und Bewehrungsanordnung sowie die Hohlkörperlage konnten zerstörungsfrei mithilfe eines Radarsystems erfasst werden und wurden durch zerstörungssarme Sondierungsöffnungen validiert. Aufgrund der symmetrischen Ausführung des Tragwerks konnten die Untersuchungen auf ein Viertel des Tragwerks beschränkt werden. Eher ungewöhnlich zeigte sich der Verlauf der Spannglieder. Um im weit spannenden Hauptfeld die doppelte Anzahl an Spanngliedern zu erhalten, wurden die Spannglieder wechselseitig angeordnet und enden unmittelbar hinter den Mittelstützen, woraus wiederum ein Sprung in der Vorspannung resultierte (Bild 6).

Die Sondierungsöffnungen wurden auch für die Entnahme von Beton- und Spannstahlproben herangezogen. Für den glatten Bewehrungsstahl konnte die Güte St-IIa ( $f_{yk} = 340 \text{ N/mm}^2$ ) nachgewiesen werden. Beim Spannstahl wurden einerseits Minderfestigkeiten ( $f_{pk} = 1275 \text{ N/mm}^2$ ) festgestellt als auch vereinzelte Anrisse detektiert, sodass eine Versprödung des Spannstahls nicht ausgeschlossen werden konnte.

### 2.3 Rechnerische Bewertung von Teilbauwerk 3 basierend auf [17, 18]

Die zweistegige Straßenbrücke aus den 1960er-Jahren und die Konstruktion basieren auf der ersten allgemeingültigen Bemessungsnorm für Spannbetontragwerke [19]. Darin wurde für Brückenüberbauten noch die volle Vorspannung als Vorzugsvariante empfohlen. Erst später erfolgte ein Wechsel der Entwurfsphilosophie von der vollen Vorspannung zur teilweisen Vorspannung [7]. Tragwerke aus dieser Zeitspanne weisen einen vergleichsweise



**Bild 6** Darstellung des Spanngliedverlaufs am FE-Modell für Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt  
Distribution of pre-stress tendons for structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt

geringen Anteil an schlaffer Bewehrung auf. Neben der geringen Biegebewehrung zeigte das Tragwerk auch einen zeitgenössisch geringen Anteil an Querkraftbewehrung. Vor dem Hintergrund des angestrebten Ziellastniveaus BK 60 bzw. BK 45/45 bzw. den Ergebnissen aus den Baustoffuntersuchungen ergaben sich in zahlreichen Bauwerksteilen hohe Auslastungsgrade bzw. konnte die Tragfähigkeit nur unter Anwendung von Methoden nach Stufe 4 gemäß [17, 18] erfolgen.

Im Hinblick auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit gelang bei Teilbauwerk 3 die Nachweisführung nur unter Anwendung der kanadischen Normung [20], die auf einer vereinfachten Modified Compression Field Theory basiert. Ein ausreichender Ermüdungswiderstand des Spannstahls (glatter Betonstahl nach [17, 18] nicht ansetzbar) wurde unter Berücksichtigung der Verkehrszusammensetzung und der direkten Berechnung der Schädigungssumme  $D$  erreicht. Während die weiteren Nachweise hinsichtlich der Biegung in Längsrichtung unkritisch blieben, ergaben sich in Querrichtung rechnerische Defizite. So konnte der vergleichsweise lange Kragarm in Anbetracht der vorgesehenen Verkehrsführung auf Biegung nicht nachgewiesen werden, sodass hier eine Biegeverstärkung notwendig wurde. Da infolge des fehlenden Ankündigungsverhaltens in Längsrichtung eine Carbonbetonverstärkung vorgesehen wurde, wurde diese auch in Querrichtung als Verstärkungsmethode im Kragarmanschnitt herangezogen.

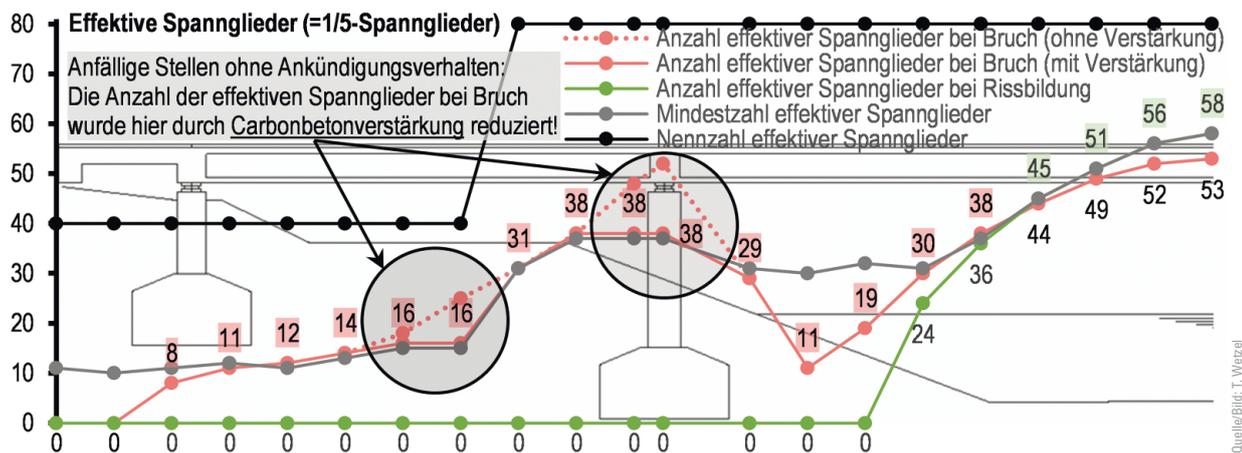
In Hinblick auf das Ankündigungsverhalten zeigte sich bei der abschnittswisen bzw. feldweisen Betrachtung auf Querschnittsebene weniger als in der Hälfte der Untersuchungsquerschnitte eine Restsicherheit  $\gamma \geq 1,1$ , wonach die Anwendungsgrenzen des stochastischen Verfahrens nach [4] nicht erfüllt waren. Weiterführende Betrachtungen, u. a. die Untersuchung mithilfe einer Monte-Carlo-Simulation, sowie die gezielte Verstärkung mit Carbonbeton konnten das fehlende Ankündigungsverhalten jedoch kompensieren.

### 3 Verstärkungskonzept mit Carbonbeton

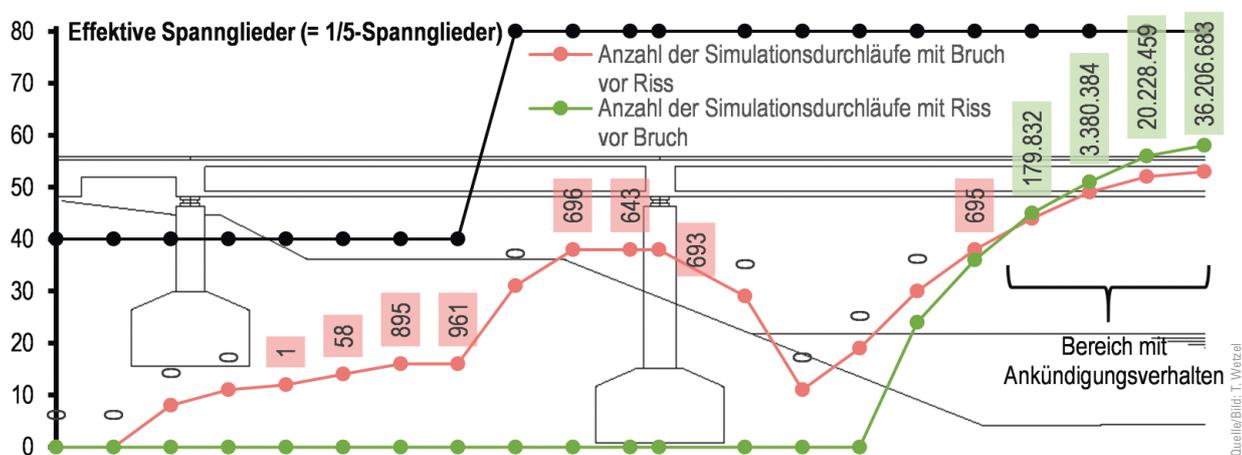
#### 3.1 Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens

Wie die in Begutachtung befindliche wissenschaftliche Arbeit von [7] zeigt, kann durch die gezielte Anordnung einer Carbonbetonverstärkung das Ankündigungsverhalten von Spannbetontragwerken entscheidend verbessert werden. Die Wirksamkeit der Carbonbetonverstärkung ist hierbei im Sinne einer zusätzlichen Bewehrung zu betrachten, die zu einer Erhöhung der Systemredundanz beiträgt. In Abhängigkeit vom statischen System kann ein erhöhter Rechenaufwand zu einer Reduktion des notwendigen Verstärkungsgrads führen [7]. Durch eine feldübergreifende Betrachtung mithilfe einer Monte-Carlo-Simulation [10] konnten die Bereiche über der Stütze bzw. rund um die Spanngliedstaffelung als anfällige Stellen für einen Bruch ohne Vorankündigung des Systems identifiziert werden (Bild 7, Markierung). In Bild 7 beschreibt die grüne Kurve (= effektive Restspannglieder bei Rissbildung) die Anzahl der effektiven Spannglieder, welche in dem Moment noch vorhanden sind, wenn ein Biegeriss eintritt. Die Differenz zur Nennzahl (= schwarze Kurve) entspricht dann der Anzahl der ausgefallenen effektiven Spannglieder. Die rote gepunktete Kurve (= effektive Restspannglieder bei Bruch) beschreibt diejenige Anzahl der effektiven Spannglieder, welche mind. noch vorhanden sein muss, damit gerade noch eine ausreichende Tragfähigkeit des nicht verstärkten Querschnitts gewährleistet ist. Die graue Kurve stellt die mind. verbleibenden effektiven Spannglieder aus allen Simulationsdurchläufen zum Zeitpunkt eines Bruch- oder Rissereignisses an einer beliebigen Stelle dar.

Um die Tragfähigkeit in den als anfällige Stellen identifizierten Bereichen zu verbessern, wurde der zur Bruchbildung erforderliche Ausfallgrad der Spannstahlbewehrung rechnerisch herabgesetzt und durch die Applikation einer Carbonbetonverstärkung baulich umgesetzt (Bild 7, rote



**Bild 7** Verteilung der Anzahl effektiver Spannglieder bei Bruch und bei Rissbildung sowie Nennzahl und Mindestzahl für Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt (wegen Symmetrie nur halbes Bauwerk untersucht)  
Numbers of effective pre-stress tendons at failure and cracking as well as nominal and minimum numbers for structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt (only half of the structure analysed due to symmetry)



**Bild 8** Verteilung der Bruch- und Rissereignisse aus 60.000.000 Simulationsdurchläufen für Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt (wegen Symmetrie nur halbes Bauwerk untersucht)  
Distribution of failure- and crack-events from 60,000,000 simulation runs for structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt (only half of the structure analysed due to symmetry)

durchgezogene Kurve). Somit wird mit ausreichend hoher Wahrscheinlichkeit sichergestellt, dass sich der Ausfall eines Spannglieds zunächst im Innenfeld ankündigen wird, ehe ein Bruch im Bereich der Spanngliedstaffelung oder des Pfeilers zu erwarten wäre. In Bild 8 ist die Anzahl der Riss- sowie Bruchereignisse aus 60.000.000 Simulationsdurchläufen an den jeweiligen Nachweisquerschnitten aufgetragen. Die Auftretenswahrscheinlichkeit für ein Versagen ohne Vorankündigung entspricht der Anzahl aller Bruchereignisse geteilt durch die Anzahl der Simulationsdurchläufe.

$$p = \frac{1 + 58 + 895 + 961 + 696 + 643 + 693 + 695}{60.000.000}$$

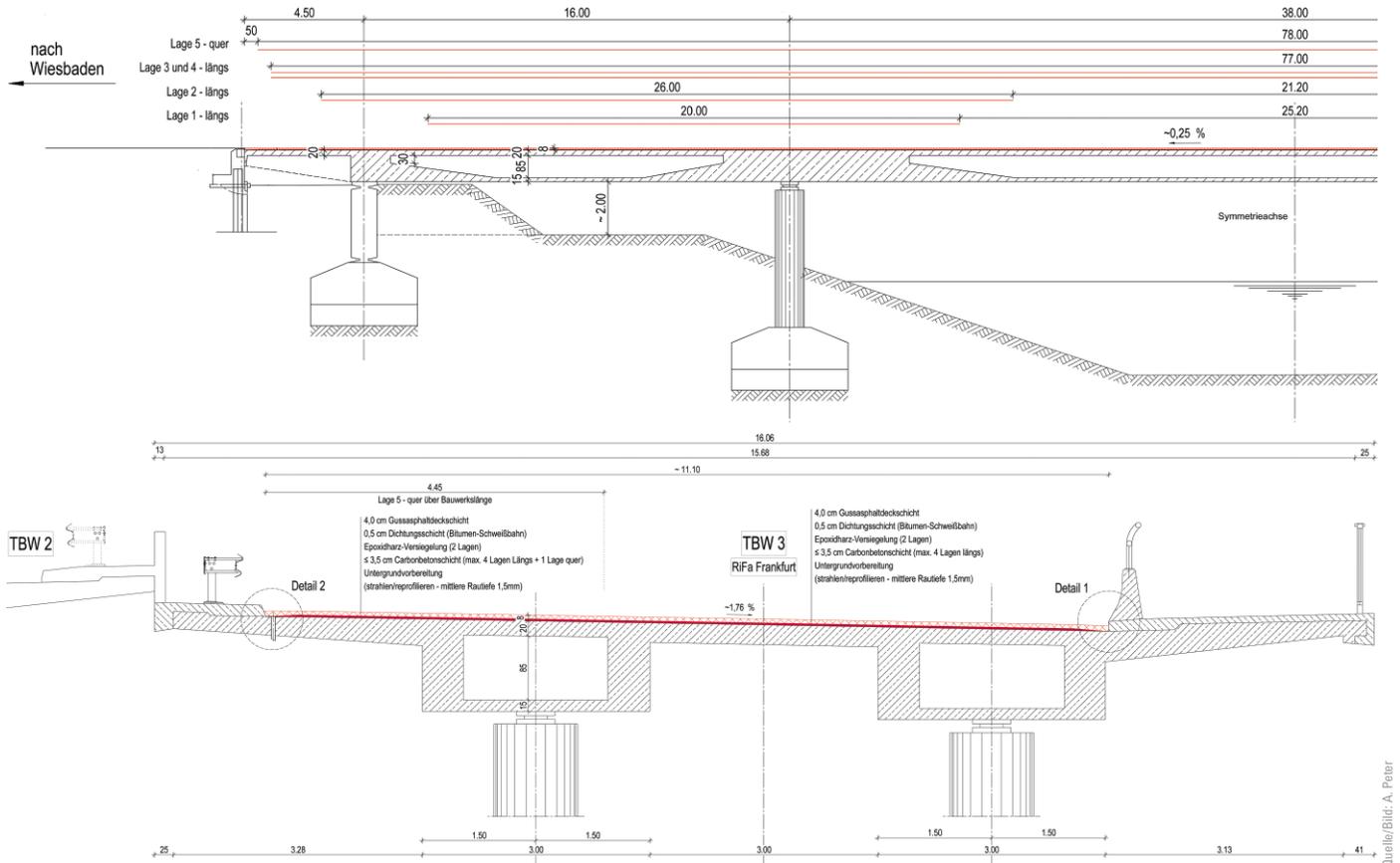
$$= 10^{-4,11} \leq 10^{-4,00}$$

Mithilfe der Riss- und Bruchverteilung in Bild 8 wird zudem deutlich, dass eine Rissankündigung in den allermeisten Fällen in einem stark eingegrenzten Bereich in Feldmitte des Innenfelds zu erwarten ist. Im Rahmen der turnusmäßigen Sonderprüfungen ist diesem Bereich be-

sondere Aufmerksamkeit zu widmen. Durch die beschriebene Vorgehensweise konnte die Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton auf die Tragwerksobenseite reduziert werden.

### 3.2 Konstruktive Umsetzung der Verstärkungsmaßnahme

Wie bereits erläutert, konnte die Verstärkungsmaßnahme auf die Bauwerksobenseite begrenzt werden. Für die Sicherstellung des Ankündigungsverhalten wurden im Stützbereich bzw. im Bereich des Spanngliedsprungs vier Lagen Carbonbewehrung notwendig, die über die gesamte Bauwerksbreite angeordnet sind (Bild 9). Im Bereich des nördlichen Kragarms wurde eine zusätzliche fünfte Lage notwendig, die ausschließlich der Erhöhung des Tragwiderstands in Querrichtung dient. Die Ausführung des Überbaus ist wiederum streifenweise vorgesehen und greift die in [2, 3] bereits erfolgreich umgesetzten Ausführungshinweise auf. Wie bei den Verstärkungsmaßnahmen an den Teilbauwerken 1 und 2 war auch hier vorgesehen,



**Bild 9** Darstellung der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton für Teilbauwerk 3 der Niddabrücken im Zuge der BAB A 648 am Westkreuz Frankfurt [21]  
 Strengthening with carbon reinforced concrete for structure 3 of the bridges across the river Nidda on the federal highway A 648 at Westkreuz Frankfurt [21]

die Kappen zu erhalten, sodass zahlreiche Details sinn- gemäß übernommen wurden. Mit einer planmäßigen Schichtdicke von  $\approx 3,5$  cm für die Carbonbetonver- stärkungsschicht ist eine Integration in den Fahrbahnaufbau vorgesehen, womit in Verbindung mit einer Abdichtung und Gussasphaltdeckschicht keine aufwendige Anpas- sung der Gradienten notwendig wird.

#### 4 Resümee

Der vorgestellte Beitrag zeigt einerseits das Potenzial von Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton, andererseits

die Praxistauglichkeit erweiterter Rechenmethoden zur Untersuchung des Ankündigungsverhaltens bei Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl. Insbesondere bei Brücken mit ungleichmäßigen Stützwei- tenverhältnissen bzw. bei Brücken mit kurzen Endfeldern zeigten sich die Vorteile einer Monte-Carlo-Simulation zur Bewertung des Ankündigungsverhaltens gegenüber den mit Anwendungsgrenzen belegten vereinfachten sto- chastischen Verfahren aus [4]. Aus Sicht der Verfasser wäre daher eine Fortschreibung von [4] analog einer Nachrechnung nach Stufe 4 im Sinne von [17, 18] zu be- grüßen, in der erweiterte stochastische Verfahren geregelt werden.

#### Literatur

- [1] Steinbock, O.; Pelke, E.; Ost, O. (2021) *Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken. Teil 1: Grundlagen und Hintergründe zum Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 2, S. 101–108. <https://doi.org/10.1002/best.202000094>
- [2] Steinbock, O.; Bösch, T.; Schumann, A. (2021) *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“* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 2, S. 109–117. <https://doi.org/10.1002/best.202000106>
- [3] Steinbock, O.; Teworte, F.; Neis, B. (2021) *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“* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 2, S. 118–126. <https://doi.org/10.1002/best.202000107>
- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [Hrsg.] (2011) *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosi- on)*. Ausgabe Juni 2011.

- [5] Steinbock, O.; Bösch, T. (2020) *Verstärkung von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl mit Carbonbeton* in: C<sup>5</sup> – Carbon Concrete Composite e. V.; TUDALIT e. V. [Hrsg.] *Tagungsband der 12. Carbon- und Textilbetontage*. Dresden, 22./23. Sept. 2020, S. 30–31. (Zweitabdruck: TUDALIT Magazin 23 (2020), S. 12).
- [6] Steinbock, O.; Curbach, M.; Bösch, T. (2020) *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*. Technische Akademie Esslingen, 8./9. Sept. 2020, S. 651–662.
- [7] Steinbock, O. (2021) *Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken unter Verwendung von Carbonbeton* [Dissertation in Vorbereitung]. Institut für Massivbau, TU Dresden.
- [8] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z.31.10-182 *Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton)*. Geltungsdauer: 1. Juni 2015–1. Juni 2016, Verlängerung: 1. Dez. 2016–1. Juni 2021. Berlin: DIBt.
- [9] TUDALIT (2016) *Verstärken mit Textilbeton nach abZ Z-31.10-182 – Ein Leitfaden für planende Architekten und Ingenieure für Ausführungsunternehmen und für Bauherren* (Planermappe). Dresden: TUDAG.
- [10] Rauert, T.; Zehetmaier, G. (2018) *Alternatives stochastisches Nachweisverfahren für den Spannungsrissskorrosionsnachweis von Straßenbrücken* in: Beton- und Stahlbetonbau 113, H. 11, S. 807–820. <https://doi.org/10.1002/best.201800066>
- [11] DB Netz AG [Hrsg.] (2016) *Bauwerk mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen–Nachrechnungskonzept*. Ausgabe März 2016; überführt in Ril 805.0202A010, Ausgabe März 2021.
- [12] Lingemann, J. (2010) *Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion* [Dissertation]. Institut für Baustoffe und Konstruktion, TU München.
- [13] Wilhelm, T. (2014) *Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion – Ein Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Spannbetonbrücken mit Hennigsdorfer Spannstahl* [Dissertation]. Institut für Massivbau, TU Dresden.
- [14] Polenzky & Zöllner (1960) *Bescheid über die bauaufsichtliche Zulassung vom 27. Mai 1960 – II A4-2.240 Nr. 1389/60 – Spannverfahren Polenzky & Zöllner. Ergänzung über die Verwendung von vergütetem Spannstahl  $\Sigma$  St 145/160 oval 40, mit Rippen*.
- [15] Polenzky & Zöllner (1960) *Statische Berechnung zur Straßenbrücke über die Nidda im Zuge der Bundesstraße 3/40 2. Fahrbahn Überbau*.
- [16] Marx Krontal GmbH (2018) *Bauwerksuntersuchungen an 3 Brückenbauwerken zur Erfassung der Spannstahl- und Betoneigenschaften*. Untersuchungsbericht Projektnummer-MK 03750. [Stand: 21. Nov. 2018]
- [17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [Hrsg.] (2011) *Nachrechnungsrichtlinie – Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*. Ausgabe Mai 2011.
- [18] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur [Hrsg.] (2015) *Nachrechnungsrichtlinie – Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*. Ausgabe Mai 2011, 1. Ergänzung Apr. 2015.
- [19] Fingerloos, F. (2009) *DIN 4227 Spannbeton. Richtlinien für Bemessung und Ausführung–DIN 4227, Ausgabe Okt. 1953* in: Fingerloos, F. [Hrsg.] *Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau: Bemessung und Ausführung*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 894–934.
- [20] CAN/CSA-A23.2-04 (2007) *Design of concrete structures*. Toronto: CSA Group. Ausgabe Juli 2007.
- [21] Curbach Bösch Ingenieurepartner Beratende Ingenieure PartG mbB im Auftrag von Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement (2020) *Ausführungspläne Teilbauwerk 3 – Brücken ü. d. Nidda im Zuge der BAB A 648 – Westkreuz Frankfurt a. M.*

#### Autoren

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock  
os@cbing.de  
Curbach Bösch Ingenieurepartner Beratende Ingenieure PartG mbB  
Bergstraße 21  
01069 Dresden

Dr.-Ing. Timm Wetzel (Korrespondenzautor)  
timm.wetzel@mobil.hessen.de  
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement  
Fachdezernat Bauwerksplanung, Nachrechnung  
Wilhelmstraße 10  
65185 Wiesbaden

#### Zitieren Sie diesen Beitrag

Steinbock, O.; Wetzel, T. (2021) *Verstärkung einer Spannbetonbrücke mit Carbonbeton – Erweiterte Rechenmethoden zum Ankündigungsverhalten von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl*. Bautechnik 98, H. 10, S. 711–719. <https://doi.org/10.1002/bate.202100053>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 1. Juli 2021; angenommen: 1. September 2021.