



Nachrechnung Gänstorbrücke Ulm

Stufe 2 + 4 + Bauwerksuntersuchungen + Machbarkeitsstudie Verstärkung

Kurzzusammenfassung

Stand: 30.10.2018





Inhalt

1. Ausgangssituation.....	3
2. Bisher durchgeführte Untersuchungen – seit Mai 2018	3
3. Seit Mai 2018 durchgeführte statische Berechnungen.....	5
4. Zusammenfassung und Ausblick.....	9

1. Ausgangssituation

Seit der Herstellung im Jahr 1950 wurde die Gänstorbrücke aufgrund von Schädigungen bereits mehrfach untersucht, saniert und verstärkt. Die zugehörigen Dokumente machen deutlich, dass bei rechnerischen Beurteilungen der Standsicherheit nicht von einem „planmäßigen Zustand“ ausgegangen werden kann. Bei der Nachrechnung der Gänstorbrücke wurde daher wie folgt vorgegangen:

1. Ausführliche Besichtigung des Bauwerks im Zuge der Hauptprüfung (2017H)
2. Nachrechnung in Stufe 1 und 2 unter Zugrundelegung des Ziellastniveaus „BK 30/30“ (Ziel: Gesamtüberblick über rechnerische Defizite ohne Berücksichtigung von Schädigungsszenarien)
3. Festlegung, Durchführung und Auswertung ergänzender Untersuchungen (inkl. Überprüfung wesentlicher Berechnungsannahmen und Einschätzungen zu den Erfolgsaussichten von Stufe-3- bzw. Stufe-4-Nachweisen)
4. Erneute Nachrechnung unter Berücksichtigung expliziter Schädigungsszenarien (mit verfeinerten Rechenmethoden)

Die Bauwerkshauptprüfung und die Nachrechnung in Stufe 1 + 2 wurden größtenteils im Jahr 2017 von der Konstruktionsgruppe Bauen AG (KB-KE) durchgeführt. Zeitgleich zur baustatischen Prüfung der Nachrechnung durch Herrn Unsöld und Herrn Hanrieder (LGA Augsburg / Neu-Ulm) erfolgte im Frühjahr 2018 die Konzeptionierung des Untersuchungsprogramms federführend durch die KB-KE. Bereits kurz nach der Vorstellung des Untersuchungsprogramms am 02.05.2018 konnte mit der Durchführung der Untersuchungen begonnen werden.

Im vorliegenden Bericht werden die seit Mai 2018 durchgeführten Untersuchungen kurz beschrieben und wesentliche Ergebnisse zusammengefasst. Da noch nicht alle Maßnahmen / Untersuchungen abgeschlossen sind, handelt es sich um einen Zwischenstand.

2. Bisher durchgeführte Untersuchungen – seit Mai 2018

Zu folgenden Untersuchungen liegen Ergebnisse vor:

1. Spannkraftmessungen Daueranker
2. Erfassung Bauwerksgeometrie (Laser-Scan + Ultraschallecho-Verfahren) + Auswertung
3. Baugrund + Nachweis der äußeren Standsicherheit
4. Dehnungsmessungen an Spanngliedern
5. Betondruckfestigkeit + E-Modul + Temperaturdehnungskoeffizient
6. Korrosionszustand
7. Verkehrszählung + Einschätzungen zum Ziellastniveau

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Zu 1.: Spannkraftmessungen Daueranker

Zur Verstärkung der Zugstreben (vier je Überbau, acht insgesamt) wurden im Jahr 1983 insgesamt 16 Erdanker eingebaut (zwei je Zugstrebe) und vorgespannt (Sollkraft 1077 kN). Zur Bestimmung der „aktuellen“ Restvorspannkraft wurden im Mai 2018 von den Firmen VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH / BBV Systems GmbH zerstörungsfreie Messungen durchgeführt und ausgewertet. Es zeigte sich, dass sich die 1983 vorhandenen Spannkraften teilweise deutlich reduziert haben (um bis zu ca. 40 %). Die messtechnisch ermittelten Spannkraften wurden ab dem 06.07.2018 bei den ergänzenden statischen

Nachweisen berücksichtigt. Davor wurden für die Spannkkräfte obere und untere Grenzwerte angesetzt. Die messtechnisch ermittelten Werte befinden sich innerhalb dieser Grenzen.

Zu 2.: Erfassung Bauwerksgeometrie (Laser-Scan + Ultraschallecho-Verfahren) + Auswertung

Mit Hilfe eines Laser-Scanners und ergänzenden Ultraschallmessungen konnte die vorhandene Geometrie des Überbaukonstruktionsbetons und des Fahrbahnaufbaus (Belag + Kappen + Geländer) bestimmt werden. Beim Vergleich mit den planmäßigen Abmessungen zeigte sich, dass die charakteristischen Werte der Ausbaulasten größer sind als zunächst angenommen. Ab dem 06.07.2018 wurde mit größeren ständigen Einwirkungen gerechnet. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Eigenlasten wurde allerdings reduziert (1,20 statt 1,35 gemäß Nachrechnungsrichtlinie). Die Vermessung des Überbaus mittels Laser-Scanner wurde vom Ingenieurbüro Früh Engineering durchgeführt. Ergänzende Messungen – u.a. mit dem Ultraschallecho-Verfahren – und die Bestimmung der Betonrohddichte übernahm das Ingenieurbüro Schießl – Gehlen – Sodeikat. Die Auswertung der Messungen und die Berechnung der Wichte des bewehrten Betons erfolgte durch die KB-KE.

Zu 3.: Baugrund + Nachweis der äußeren Standsicherheit

Da dem Aufsteller der Nachrechnung kein Baugrundgutachten vorlag, wurden von der GeoBüro Ulm GmbH im Mai 2018 ergänzende Baugrunduntersuchungen durchgeführt. Auf der Grundlage der ermittelten Bodenkennwerte konnte die äußere Standsicherheit nachgewiesen werden.

Zu 4.: Dehnungsmessungen an Spanngliedern

Vom Ingenieurbüro Schießl – Gehlen – Sodeikat wurden im Zuge der Untersuchungen zum Korrosionszustand Dehnmessstreifen an Längsspanngliedern im Überbau und an Spanngliedern in den Zuggliedern aufgebracht. Die Messungen ermöglichen wichtige Aussagen, wie z.B. zu den tatsächlichen Schwingbreiten unter den veränderlichen Beanspruchungen. Umfassende Auswertungen sind nach der geplanten Probelastung (17./18.11.2018) in Kombination mit Temperaturmessungen möglich. Nach derzeitigem Stand liegen bisher keine Messergebnisse vor, die auf den kompletten Ausfall eines mit Dehnmessstreifen bestückten Spanngliedes schließen lassen. Die Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen.

Zu 5.: Betondruckfestigkeit + E-Modul + Temperaturdehnungskoeffizient

Da sich unter Zugrundelegung der „planmäßigen Betonfestigkeiten“ bei der Nachrechnung in Stufe 1+2 z.B. im Bereich der Pfeiler rechnerische Tragfähigkeitsdefizite ergaben, wurden vom IB Schießl mittels Kernbohrungen Betonproben aus dem Bauwerk entnommen und anschließend im Labor geprüft. Gegenüber den planmäßigen Werten offenbarten sich erfreulicherweise deutliche Festigkeitszuwächse. Eine deutliche Nacherhärtung wurde bereits in den 1980er Jahren für den Beton im mittleren Feldbereich des Überbaus nachgewiesen. Zum E-Modul liegen seit dem 10.10.2018 Werte vor. Zusammen mit den im Labor zu ermittelnden Temperaturdehnungskoeffizienten dienen diese Werte als Grundlage für die systematische Auswertung von Verformungsmessungen. Im Zuge der Probelastung werden Verformungsmessungen durchgeführt. Die Auswertung erfolgt im Anschluss.

Zu 6.: Korrosionszustand

Ausführliche Untersuchungen zum Korrosionszustand von Bewehrungselementen im Überbau und in den Zugstreben wurden vom Ingenieurbüro Schießl – Gehlen – Sodeikat durchgeführt. Wesentliche Ergebnisse sind in deren Kurzstellungnahme vom 25.09.2018 zusammengefasst. Die vorgefundenen Schäden sind so umfangreich, dass kurzfristig verkehrliche Kompensationsmaßnahmen veranlasst

werden mussten: Seit dem 28.06.2018 ist deshalb je Überbau nur noch einer von zwei Fahrstreifen befahrbar. Die angenommenen Schadensszenarien für die statischen Berechnungen sind im folgenden Kapitel aufgeführt. Es muss darauf hingewiesen werden, dass es sich bereichsweise um aktive Korrosionsvorgänge handelt und daher weitere Beobachtungen / Maßnahmen unerlässlich sind. Durch die unvollständig verpressten Hüllrohre und die glatten Spannstäbe muss davon ausgegangen werden, dass sich eventuelle Spannstabbrüche nicht nur lokal, sondern über die gesamte Spannliedlänge auswirken.

Zu 7.: Verkehrszählung + Einschätzungen zum Ziellastniveau

Gemäß der Nachrechnungsrichtlinie (05/2011 + 04/2015) ist die Brückenklasse 30/30 im vorliegenden Fall als Ziellastniveau nur dann vertretbar, wenn durch eine genaue Verkehrsuntersuchung eine wesentlich günstigere Verkehrszusammensetzung nachgewiesen werden kann. Entsprechende Untersuchungen wurden von der Technischen Universität München durchgeführt. Wesentliche Bestandteile dieser Untersuchungen waren / sind die Erfassung des tatsächlichen Verkehrsaufkommens und Simulationsberechnungen. Die Erfassung des Verkehrsaufkommens erfolgte mit einer so genannten Laser-Schranke und Videoaufzeichnungen. Die automatisierte Auswertung ermöglicht Aussagen zur Zusammensetzung des Verkehrs, insbesondere des Schwerverkehrs. Während des Messzeitraums (21.06. bis 23.08.2018) musste aufgrund der oben erwähnten Korrosionsschäden die Verkehrsführung angepasst werden. Bei den bisher durchgeführten Simulationsberechnungen wurde daher der aktuelle Zustand, d.h. inkl. der Teilspernung des Bauwerks, berücksichtigt. Im TUM-Zwischenbericht vom 21.09.2018 wird es als realistisch und möglich erachtet, ein Lastniveau gemäß BK 30 für die Situation der teilgesperrten Brücke nachweisen zu können. Die Auswertung der Probelastung und der Dehnungsmessungen ermöglicht genauere Analysen, da bisherige Annahmen bzgl. der tatsächlichen Fahrzeuggewichte und dynamischen Effekten dadurch überprüft oder korrigiert werden können.

Es sei vorweggenommen, dass von der TUM derzeit untersucht wird, ob das Lastniveau BK 30/30 ansetzbar wäre, falls im Zuge des Ersatzneubaus eines Teilbauwerkes der bauzeitliche Verkehr über das zweite, vorab verstärkte Teilbauwerk geführt werden sollte.

3. Seit Mai 2018 durchgeführte statische Berechnungen

Die bisher seit Mai 2018 durchgeführten statischen Berechnungen lassen sich in drei Kategorien gliedern:

- I. Ergänzende statische Berechnungen zur Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung expliziter Schadensszenarien (= Grundlage für aktuelle Verkehrsführung)
- II. Statische Berechnungen zur Probelastung
- III. Statische Berechnungen zur bauzeitlichen Verkehrsführung und zur Machbarkeit von temporären Verstärkungsmaßnahmen

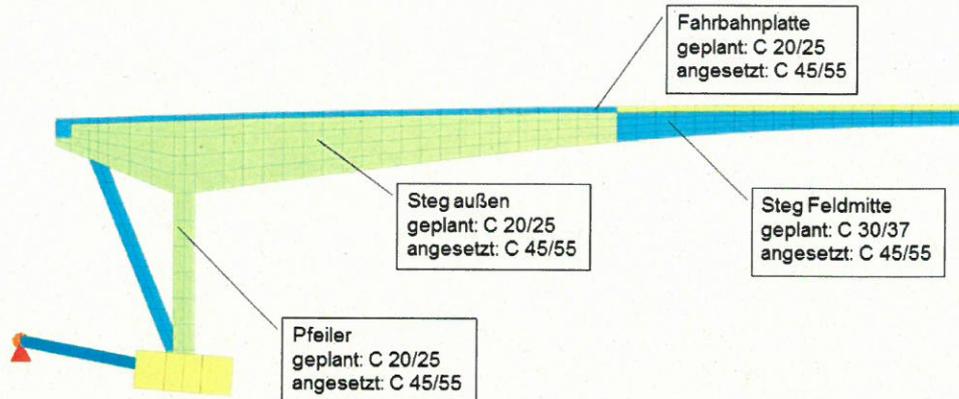
Zu I.:

In Abstimmung mit dem IB Schießl wurden bei der rechnerischen Beurteilung der Biegetragfähigkeit der Gänstorbrücke bisher folgende Schadensszenarien berücksichtigt:

1. Reduzierte Spannstahlfläche
 - a. Längspannglieder Überbau: $A_p^* = (26^2 \cdot \pi / 2) \cdot 0,85 = 451 \text{ mm}^2$
 - b. Querspannglieder Überbau: $A_p^* = (26^2 \cdot \pi / 2) \cdot 0,90 = 478 \text{ mm}^2$
 - c. Zugstreben: $A_p^* = (26^2 \cdot \pi / 2) \cdot 0,80 = 425 \text{ mm}^2$
2. Reduzierte Betonstahlfläche in den Zugstreben: $0,5 \cdot A_{sl}$
3. Kein Festigkeitszuwachs bei Spannstahldehnung $> 2,5 \text{ ‰}$ aufgrund des schlechten Verbunds:
 $\sigma_{p,max,d} = 590 / 1,15 = 513 \text{ MPa}$

Die Berechnungen wurden an unterschiedlichen statischen Modellen durchgeführt (Stabwerk + Faltwerk). Unter den oben genannten Voraussetzungen kann die Biegetragfähigkeit in Längsrichtung nur unter den folgenden Annahmen nachgewiesen werden:

- a) Reduzierte Verkehrslast durch die Sperrung des Fahrstreifens über dem Innensteg (je Überbau);
Brückenklasse BK 30 statt BK 30/30
- b) Erhöhte Betondruckfestigkeiten



- c) Keine Zwangsbeanspruchung aus Temperatur und Setzungen (Hinweis: Bei den Faltwerksberechnungen konnten unter Zugrundelegung eines physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens Umlagerungsmöglichkeiten und Gleichgewichtszustände nachgewiesen werden – Fazit: Zwangsbeanspruchungen werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit in erheblichem Maß durch Rissbildungen abgebaut.)
- d) Reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für das Konstruktionseigengewicht: $\gamma_G = 1,20$ (Die Messungen zur Bauteilgeometrie und die Berechnungen der Wichte des bewehrten Betons wurden berücksichtigt. Der gewählte Teilsicherheitsbeiwert kann gemäß der Nachrechnungsrichtlinie 05/2011 nicht weiter reduziert werden.)

Bei den bisher in Kategorie I durchgeführten rechnerischen Untersuchungen wurde schwerpunktmäßig die Biegetragfähigkeit untersucht. Aus weiteren Untersuchungen, z.B. im Zuge der Probelastung sowie Betrachtungen zur Querkrafttragfähigkeit und zur Ermüdung können sich ungünstigere Ergebnisse ergeben, die möglicherweise weitere verkehrliche Kompensationsmaßnahmen erforderlich machen (z.B. Sperrung des Brückenbauwerks für LKWs und Busse).

Zu II.: Statische Berechnungen zur Probelastung

Bei den Probelastungen werden abwechselnd drei Mobilkräne mit unterschiedlicher Masse (max. 48 t) mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten über die beiden Teilbauwerke fahren. Da alle Fahrstreifen (zwei je Teilbauwerk) befahren werden sollen, musste überprüft werden, ob sich im Zuge der Probelastung ungünstigere Beanspruchungszustände ergeben als unter der Situation der teilgesperrten Brücke. Es zeigte sich, dass auch die Fahrbahnplatte die erhöhten lokalen Beanspruchungen aufnehmen kann, wenn außer einem Mobilkran keine weiteren Verkehrslasten vorhanden sind.

Spannstahldehnungen und Durchbiegungen im Bereich der Messstellen wurden rechnerisch ermittelt. Aus dem Vergleich mit den tatsächlichen Werten, können im Anschluss an die Probelastung wertvolle Erkenntnisse abgeleitet werden, die auch für das Monitoringkonzept essentiell sind (vgl. Kapitel 4). Es ist möglich, dass durch die Auswertung der Probelastung bisher unentdeckte Schädigungen identifiziert werden.

Zu III.: Bauzeitliche Verkehrsführung und Machbarkeit Verstärkung

Nach einem Abstimmungsgespräch mit Vertretern der obersten Straßenbaubehörden der Länder Baden-Württemberg und Bayern wurden im Zuge einer Machbarkeitsstudie zur bauzeitlichen Verkehrsführung bisher folgende Szenarien rechnerisch untersucht:

1. Bauzeitliche Verkehrsführung über ein unverstärktes Teilbauwerk mit einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (BK 16/16)
2. Bauzeitliche Verkehrsführung über ein verstärktes Teilbauwerk mit einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (BK 30/30)

Zu 1.:

Die bisherigen Berechnungen zeigen, dass die Biegetragfähigkeit unter Zugrundelegung der Brückenklasse 16/16 nachgewiesen werden kann (ohne bauliche Veränderungen).

Zu 2.:

Bzgl. der Ertüchtigung der Biegetragfähigkeit wurden bisher folgende Varianten untersucht (siehe Abbildung 1 bis 4):

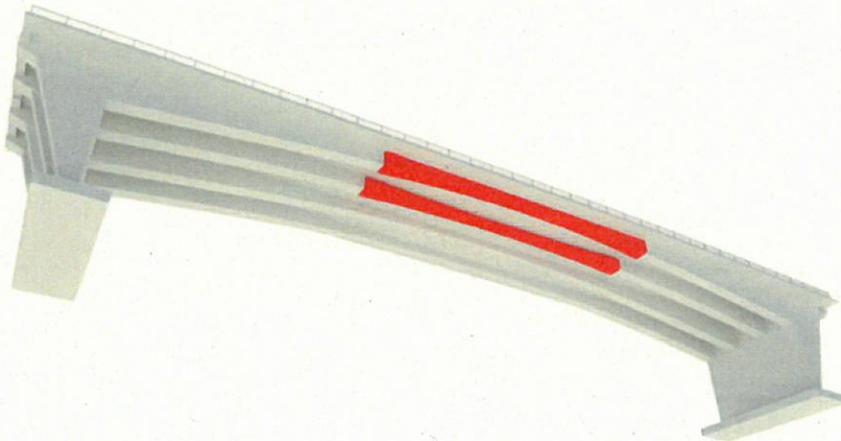


Abbildung 1: Verstärkungsvariante 1 (nur Feldbereich, Grundlage: existierender Vorschlag aus den 1990er Jahren)

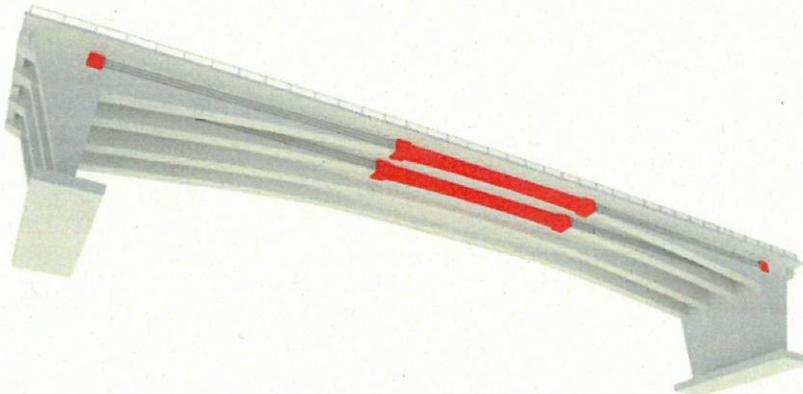


Abbildung 2: Verstärkungsvariante 2 (Feldbereich + externe Spannglieder bis hinter die Pfeiler)

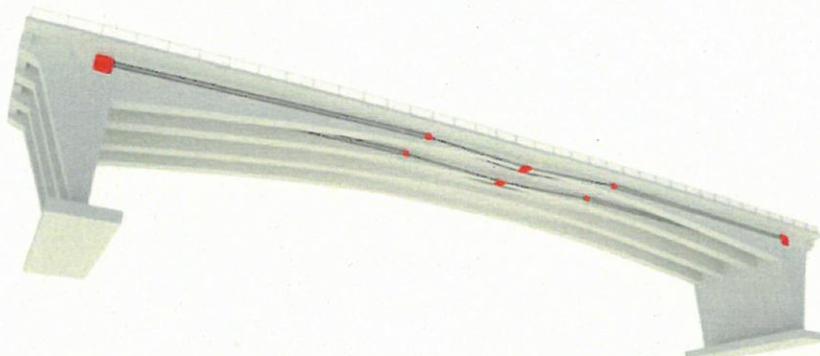


Abbildung 3: Verstärkungsvariante 2-1 (externe Spannglieder zwischen den Pfeilern)

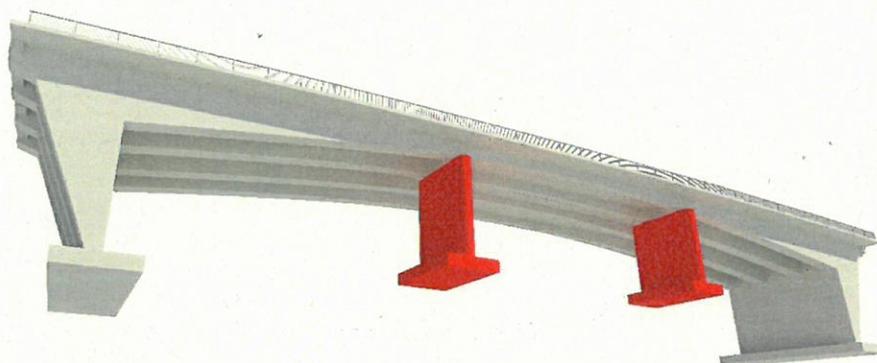


Abbildung 4: Verstärkungsvariante 3 (Hilfsunterstützung im Feldbereich)

Die bisherigen rechnerischen Untersuchungen zu den vier dargestellten Verstärkungsvarianten zeigen, dass vor dem Hintergrund der Ertüchtigung der Biegetragfähigkeit für das Lastmodell BK 30/30 im Grunde genommen nur die Varianten 2-1 und 3 zielführend sein könnten.

Der wesentliche Unterschied zwischen Variante 2 und Variante 2-1 besteht darin, dass im ersten Fall im mittleren Feldbereich Spannglieder mit nachträglichem Verbund und im zweiten Fall ausschließlich externe Spannglieder vorgesehen sind. Die Spritzbetonummantelung im mittleren Feldbereich führt bei Variante 2 zu ungünstigeren Beanspruchungen der Zugstreben. Eine weitere Verstärkung der Zugstreben wäre allerdings sehr aufwändig und mit Risiken verbunden, da die vorhandenen Daueranker – zumindest vorübergehend – statisch deaktiviert werden müssten. Die Endquerträger müssten bei Variante 2 rück- und neugebaut werden.

Bei Variante 2-1 sind für die Ertüchtigung der Biegetragfähigkeit im mittleren Feldbereich gewisse Umlenkungen der externen Spannglieder notwendig. Durch die Umlenkung der Spannglieder ergeben sich bereichsweise ungünstigere Querkraftbeanspruchungen im Überbau. Ob die Querkrafttragfähigkeit ohne zusätzliche Verstärkungen nachgewiesen werden kann, müsste noch überprüft werden.

Bei Variante 3 führen die Hilfsunterstützungen im Feldbereich zwar rechnerisch zu Verbesserungen bei der Biegetragfähigkeit, durch die Veränderung des statischen Systems entstehen jedoch z.B. unter Temperatureinwirkungen ungünstigere Querkraftbeanspruchungen im Überbau. Zusätzlich zur Querkrafttragfähigkeit müssten bei dieser Variante z.B. auch Aspekte des Hochwasserschutzes untersucht werden.



4. Zusammenfassung und Ausblick

Die bisherigen Untersuchungen zur Gänstorbrücke machen Folgendes deutlich:

- Beide Teilbauwerke weisen erhebliche, systematische, irreparable, standsicherheitsrelevante Schädigungen auf.
- Die Biegetragfähigkeit kann aktuell nur für den Zustand der Teilspernung (nur ein Fahrstreifen je Überbau) durch den Einsatz wissenschaftlicher Methoden (Stufe 4: physikalisch nichtlineare Berechnungen) nachgewiesen werden.
- Der genaue Schädigungszustand lässt sich aufgrund der Vielzahl an Spanngliedern durch zerstörungsfreie Prüfmethode nicht feststellen. Es gibt aktive, chloridinduzierte Korrosionsvorgänge die sich kaum stoppen lassen und zu weiteren Schädigungen führen werden.

Um bzgl. des Schädigungszustandes weitere Erkenntnisse gewinnen zu können, werden im November 2018 Probelastungen durchgeführt. Die Ergebnisse fließen in das bereits existierende Monitoringkonzept ein (vgl. Kurzstellungnahme des Ingenieurbüros Schießl vom 25.09.2018).

Ob eines der beiden Teilbauwerke während des Ersatzneubaus für die bauzeitliche Verkehrsführung genutzt werden kann, wird derzeit untersucht.

Dr.-Ing. Andreas Müller

Dipl.-Ing. (Univ.) Markus Hengst