



Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke

Marc Wenner
Günter Seidl
Robert Garn
Steffen Marx

Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke

Messungen und Modellbildung zur Interaktion Boden/Bauwerk/lückenloses Gleis am Beispiel der Rednitztalbrücke

Die Rednitztalbrücke ist eine 170 m lange Eisenbahnbrücke. Die Pfeiler und die Widerlager sind monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die im Jahr 1999 gebaute Brücke stellt für das Netz der DB AG wegen der Konstruktionsart und ihrer integralen Länge eine Besonderheit dar. Die Bauweise hat sich jedoch in den letzten 18 Jahren durch den sehr geringen Instandhaltungsaufwand bewährt. Um die Ansätze für die Berechnung langer integraler Brücken im Vergleich zu den heute üblichen Regeln zu verbessern, wurden am Bauwerk ein Langzeitmonitoring sowie rechnerische Untersuchungen vorgenommen. Das tatsächliche Verformungsverhalten des integralen Tragwerks und die Beanspruchung des darauf liegenden, durchgängigen Schotteroberbaus mit lückenlos verschweißter Schiene wurden mittels einer einjährigen Langzeitmessung erfasst. Im Anschluss erfolgte ein Vergleich zu einem numerischen Modell. Es konnten aus den Betrachtungen Rückschlüsse zur Aktivierung des Erdkörpers hinter dem Widerlager und zur Funktionsweise der Schleppplatte gezogen werden. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die Schienenbeanspruchung durch die Interaktion des Bauwerks mit dem Damm und durch das Verhalten des Schotterbetts günstig beeinflusst wird, sodass die zusätzlichen Schienenspannungen am Bauwerksende trotz der Bauwerkslänge von 170 m weit unterhalb der Grenzwerte bleiben. Die Ergebnisse zeigen in vieler Hinsicht ein vielversprechendes Potenzial für den Einsatz langer integraler Bauwerke für die Eisenbahn.

Keywords Rednitztalbrücke; Brücke, integral; Monitoring; Schleppplatte; Schienenspannungen

1 Einleitung

Integrale Brücken haben bei der Eisenbahn eine lange Tradition [1]. Im Netz der DB AG werden heute integrale Rahmenbauwerke oft bei kleinen Stützweiten eingesetzt. Vorteile sind die Robustheit des Tragwerks sowie bautechnologische Vorteile durch Rahmenverschiebung in Sperrzeiten beim Bau unter rollendem Rad. Rahmenbauwerke bis 6 m lichte Weite werden seit 2013 im Modul 804.9040 [2] über Richtzeichnungen standardisiert. Für die Straße gibt es seit 2016 die RE-ING [3], die Entwurfsgrundlagen für längere integrale Brücken beinhaltet. Bei der DB AG ist ein vergleichbares Dokument in Vorbereitung, das den Anwendungsbereich von Rahmenbrücken im Eisenbahnnetz regeln wird.

*) Corresponding author: wenner@ifma.uni-hannover.de
Submitted for review: 20 August 2018
Accepted for publication: 13 November 2018

Long-term structural behaviour of a 170 m long integral railway bridge – monitoring and modelling of the soil-structure-CWR interaction

The Rednitz valley bridge is a 170 m long railway viaduct. The piers and the abutments are connected to the superstructure monolithically. Because of its construction type and its integral length, this bridge is an exception in the railway network of the DB AG. The low maintenance effort needed since its construction in 1999 shows the advantages of this construction type. A long-term monitoring as well as numerical analyses have been performed on the bridge in order to improve the calculation approach for long integral bridges compared to the actual standards. In a first step, the real deformation behaviour of the integral structure as well as the stresses in the continuous welded rail track have been characterised based on the measurement results. Subsequently the results were compared to the results of the numerical models. Conclusions about the activation of the backfill of the abutment and about the function of the transition plate could be drawn from the investigations. Furthermore, it could be shown, that the interaction between the bridge end and the backfill as well as the behaviour of the ballasted track have a favourable influence on the rail stresses in the transition area. Despite the considerable bridge length of about 170 m, the additional rail stresses remain small compared to the allowable stresses and to the expectations.

Keywords Rednitz valley bridge; integral bridge; monitoring; transition plate; rail stresses

Rahmenbrücken mit integralen Widerlagern weisen große Vorteile durch die direkte Abtragung der horizontalen Lasten aus bspw. Bremsen des Zugs auf, weil das gesamte Brückentragwerk durch die Einspannung aktiviert und zur Verformungs- und Schwingungsreduzierung herangezogen wird. Darüber sind Rahmen auch hinsichtlich des Unterhaltungsaufwands sehr effizient [4]. Bei großen integralen Längen sind jedoch die Wechselwirkung zwischen hinterfülltem Dammmaterial und Brückenbauwerk (s. a. [5]), die sich einstellende Längsdehnung des Tragsystems bei täglichen und saisonalen Temperaturänderungen und die daraus resultierenden zusätzlichen Schienenspannungen wenig bekannt.

Die Strecke 5320 (Treuchtlingen–Nürnberg) der Deutschen Bahn wurde 1999 um ein Gleis für den S-Bahn-Verkehr erweitert. Im Zuge der Erweiterung wurden durch die Beauftragung von Nebenangeboten drei eingleisige, integrale Bauwerke erstellt: die Mainbachtalbrücke (83,60 m),

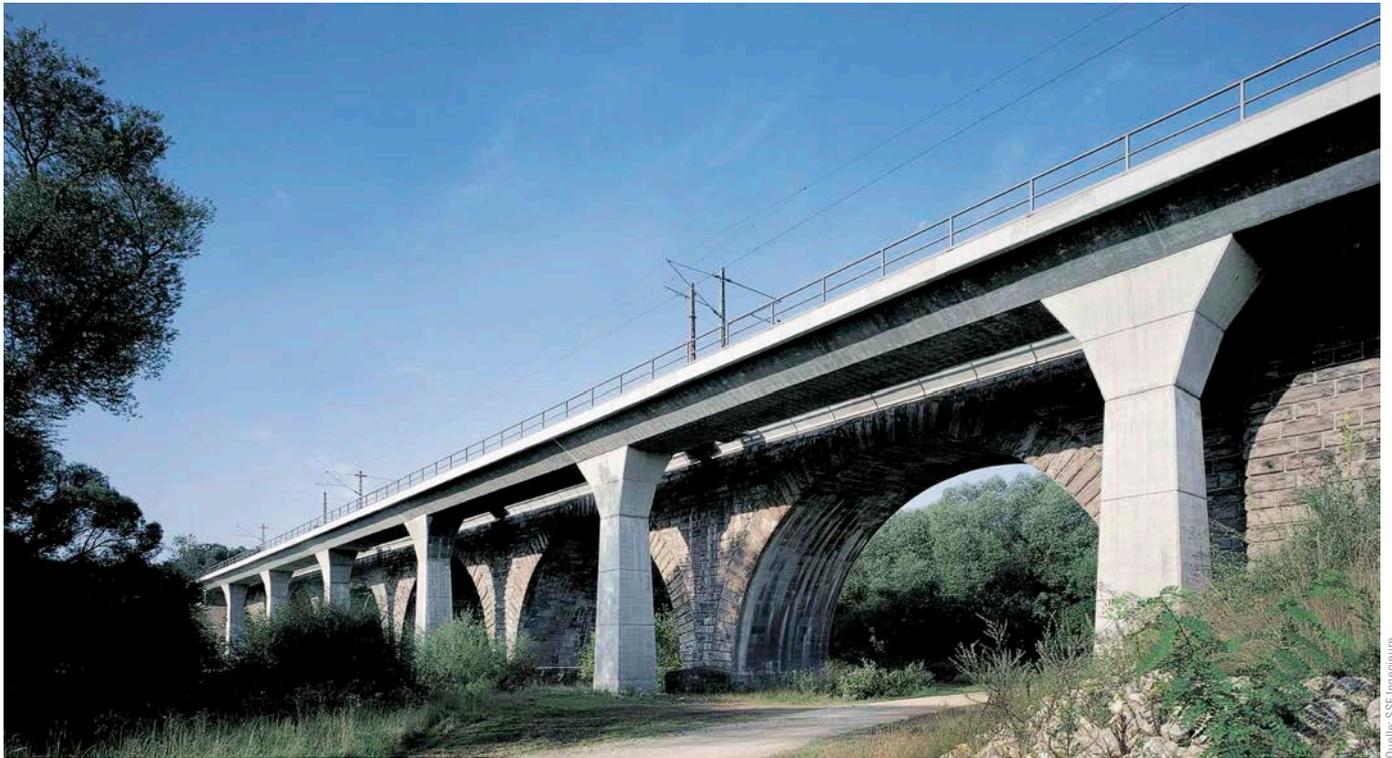


Bild 1 Foto der Eisenbahnbrücke Rednitztal, parallel dazu die Fernstrecke auf dem Mauwerksgewölbe
Photograph of the Rednitz valley railway bridge (foreground), and of the mainline masonry arch bridge (background)

die Schwabachtalbrücke (127,50 m) [6] sowie die Rednitztalbrücke mit einer integralen Länge von 169,65 m. Durch ihre außergewöhnliche Länge versprach die Rednitztalbrücke, die meisten Informationen über das langzyklische Verformungsverhalten der Brücke und das Zusammenspiel zwischen Bauwerk, Hinterfüllbereich und lückenlosem Gleis zu liefern. Im Rahmen des Forschungsvorhabens VP 1099 der Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA) [7, 8] wurde an diesem Bauwerk ein Monitoring durchgeführt, um folgende Erkenntnisse zu gewinnen und Fragestellungen für Entwurf und Bemessung von langen Rahmenbrücken zu beantworten:

- Längsverformung des Tragwerks unter Temperatureinwirkung,
- Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Hinterfüllbereich,
- Einfluss der temperaturbedingten Brückenverformungen auf das Gleis und die Schienenbeanspruchung im Übergangsbereich Brücke/Hinterfüllbereich.

Die Ergebnisse sollen Rückschlüsse auf das tatsächliche Tragverhalten aufzeigen und Hinweise auf eine geeignete konstruktive Durchbildung für eine einfache, robuste und instandhaltungsarme Konstruktion geben.

2 Die Rednitztalbrücke

Die eingleisige Rednitztalbrücke wurde für die S-Bahn-Strecke 5971 zwischen Roth und Nürnberg neben der bestehenden zweigleisigen Gewölbebrücke der Fernbahnstrecke 5320 errichtet (Bild 1).

In Abweichung vom Amtsentwurf, der einen vorgespannten Plattenbalken auf Lagern und auf Pfahlböcken gegründete Pfeiler vorsah [6], wurde ein Nebenentwurf als Rahmenbauwerk mit integralen Widerlagern realisiert. Die Ersparnis bei den Baukosten von ca. 30% gegenüber dem Amtsvorschlag ergab sich zum Großteil aus der Optimierung der Gründung.

In allen Achsen sind die Pfeiler mit einer Höhe von ca. 14 m mit dem Überbau monolithisch verbunden. Durch die integrale Ausbildung und die steif ausgebildeten Widerlager können die Bremskräfte aus dem Überbau verformungsarm in die Unterbauten und die Gründung abgeleitet werden. So war es möglich, die Großbohrpfähle $\varnothing 1,20$ m in den Pfeilerachsen einreihig anzuordnen und über dem Grundwasser direkt in die Pfeilerschäfte einzubinden (Bild 2). Eine Wasserhaltung mit Spundwandkasten entfiel somit. Der Überbau ist als schlaff bewehrter Plattenbalken ausgeführt und besitzt eine Konstruktionshöhe von 1,20 m. Das in Nord-Süd-Richtung ausgerichtete Bauwerk wurde 1999 fertiggestellt und besitzt eine Bauwerkslänge von 169,65 m zwischen den Bauwerksachsen und ca. 188 m bis zu den Flügelen (Bild 2).

Der Übergang zwischen dem Bauwerk und dem anschließenden Damm erfolgt über eine Schlepplatte. Diese liegt im Widerlager auf jeweils zwei Elastomerlagern und hinter dem Wartungsgang auf einer Stützwand, die zwischen den Flügeln des Widerlagers eingebaut ist (Bild 3). Der Übergang zwischen Widerlager und Schlepplatte wurde durch eine Fugenkonstruktion rea-

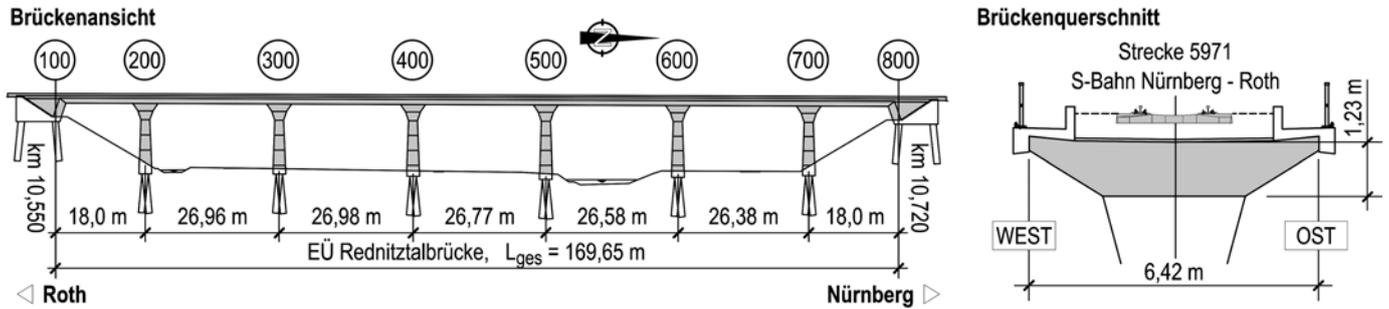


Bild 2 Längsschnitt und Regelquerschnitt der EÜ Rednitztal
Longitudinal and cross section of the Rednitztal railway viaduct

lisiert, die die Bewegungen zwischen Bauwerk und Hinterfüllbereich entkoppeln sollte. Durch den Wartungsgang besteht die Möglichkeit, die Fugenkonstruktion während des Betriebs zu inspizieren. Die Hinterfüllung ist mit herkömmlichem Dammschüttungsmaterial realisiert worden.

Das Gleis ist über die gesamte Bauwerkslänge lückenlos verlegt. Es kommt herkömmlicher Schotteroberbau zum Einsatz. Als Schienen sind Profile des Typs S54 verbaut, die auf B70-Schwellen in einem Abstand von 60 cm verlegt sind.

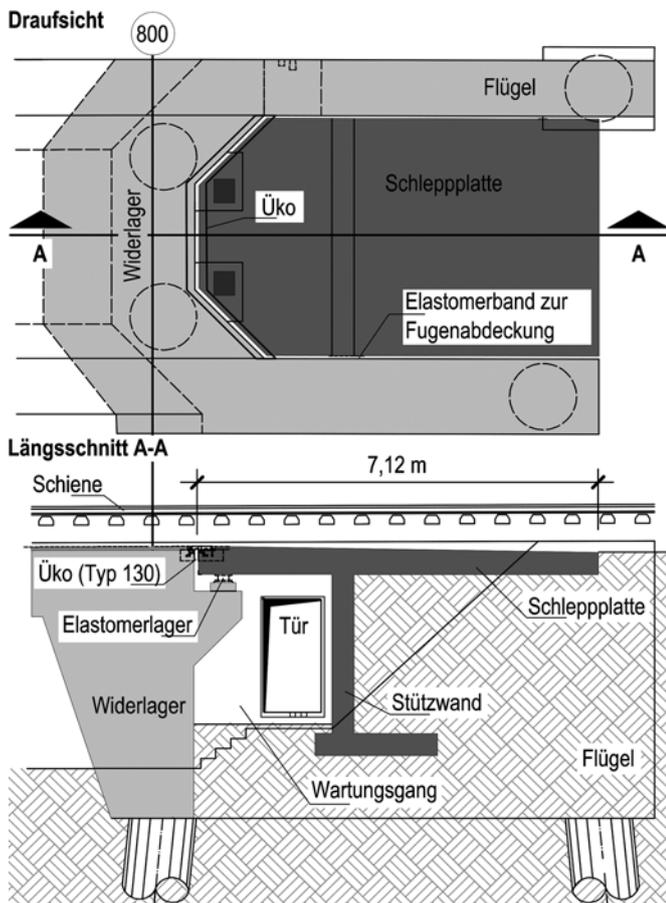


Bild 3 Detail des Übergangs zwischen integralem Tragwerk und anstehendem Damm
Detail of the transition between integral bridge abutment and embankment

3 Messkonzept

3.1 Messungen am Tragwerk

Der erste Schwerpunkt der Messungen liegt auf der Charakterisierung des langzeitigen Verformungsverhaltens des Tragwerks. Dazu wurden folgende messtechnische Maßnahmen umgesetzt:

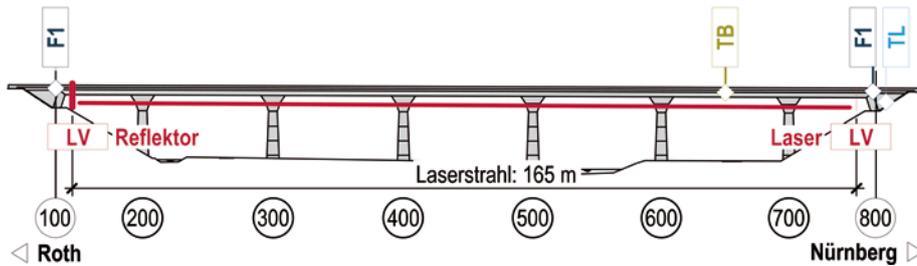
Maßnahme TL/Messung der Lufttemperatur: Die Kenntnis der Lufttemperatur als führende klimatische Einwirkung ist als Referenz zur Beurteilung der anderen Messgrößen und von ggf. auftretenden Temperaturfehlern bei anfälligen Sensoren von Bedeutung. Der Temperatursensor wurde verschattet an der Brückenunterseite angebracht.

Maßnahme TB/Messung der Bauwerkstemperatur: Zur Charakterisierung der thermischen Verformungen des Überbaus muss die Querschnittstemperatur erfasst werden. Bei anderen Projekten an Eisenbahnbrücken mit massivem Querschnitt, bei denen das Temperaturfeld im Querschnitt umfangreich messtechnisch erfasst wurde, wurde abgeleitet, dass die dehnungswirksame Querschnittstemperatur durch die Erfassung der Temperatur am Querschnittsrand hinreichend genau abgebildet werden kann. Deshalb wurden hier zwei Temperaturfühler in einer Tiefe von 10 und 30 cm ab Überbauunterkante eingebaut, wobei der Zweitgenannte für die Auswertungen herangezogen wurde.

Maßnahme LV/Messung der Überbaudehnung: Zur Erfassung der Längenänderung des integralen Überbaus wurde ein Lasersensor an der Unterseite des Überbaus im Bereich der Achse 800 auf der Westseite eingebaut, der den Abstand zu einer Reflektorplatte in Achse 100 misst (Bild 4). Der Laserstrahl liegt im Schatten und wird nicht durch die Sonne beeinflusst.

Maßnahme F1/Messung der Relativbewegung Schleppplatte/Widerlager: Um das Verformungsverhalten der Schleppplatte zu erfassen, wurde die relative Längsbewegung zwischen der Widerlagerwand und der Schleppplatte unterhalb der Fugenkonstruktion in der Bauwerksachse und in beiden Widerlagerachsen über einen Wegnehmer gemessen.

Bauwerksmessungen | Übersicht



Detail LV und F1 in Achse 800

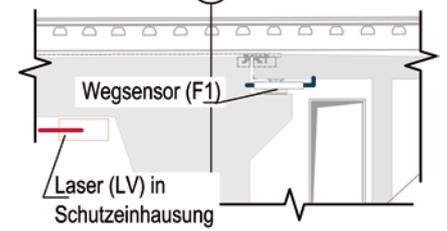


Bild 4 Übersicht Messmaßnahmen und eingebaute Sensoren zur Erfassung des Tragwerksverhaltens
Measurement layout for the monitoring of the bridge structure

Die Anordnung der Sensoren am Bauwerk und ausgewählte Details der Applikation sind in Bild 4 zusammengefasst.

Es stehen für die Auswertung Messdaten für den Zeitraum von Dez. 2016–Juni 2018 zur Verfügung.

3.2 Messungen am Oberbau

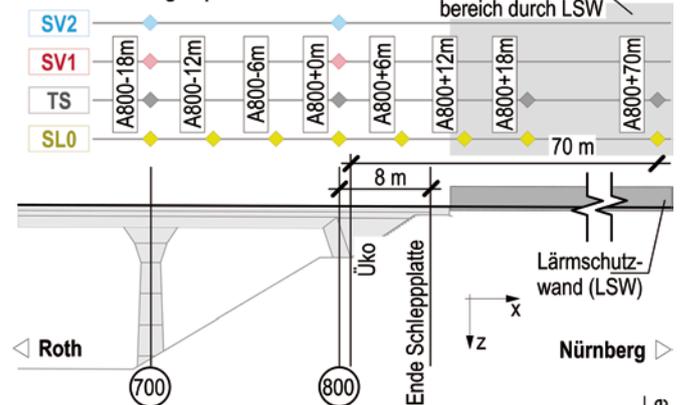
Der zweite Schwerpunkt der durchgeführten Messungen bezieht sich auf die Analyse der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion auf die Oberbaureaktionen bei langzeitigen Temperatureinwirkungen. Das Verhalten des Brückenendes ist für die Beanspruchung und Verschiebung der Schiene maßgebend [9]. Wegen der Symmetrie des Bauwerks wurde die Messung auf den Bereich um die Achse 800 konzentriert. Zur Erfassung der maßgebenden Oberbaureaktionen wurden folgende messtechnische Maßnahmen umgesetzt (s. a. [10]):

Maßnahme SL0 | Messung der Schienenlängsdehnungen: Um Rückschlüsse auf die Schienenlängsspannungen ziehen zu können, wurden geklebte Folien-Dehnungsmessstreifen (DMS) auf die Schiene beidseits des Schienenstegs in der Schwerachse der Schiene appliziert. Zur Kompensation der Temperaturfehler wurden selbstkompensierende T-Rosetten-Sensoren, die auf den Schienestahl abgestimmt sind und zusätzlich in einer Wheatstone’schen Halbbrückenschaltung verschaltet wurden [11], verwendet.

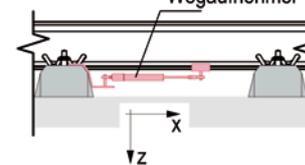
Maßnahme TS | Messung der Schienentemperatur: Ein Großteil der Schienenbeanspruchung tritt im lückenlosen Gleis infolge von Temperatur auf. Um diese Effekte quantifizieren und die Annahmen hinsichtlich der Temperaturverteilung verifizieren zu können, wird die Schienentemperatur beidseits des Schienenstegs an mehreren Stellen über den Messbereich erfasst.

Maßnahmen SV1 und SV2 | Messung des Schienendurchschubs und der Schwellenverschiebung: Durch die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk verschiebt sich der Gleisrost in Längsrichtung. Es entstehen Relativbewegungen zwischen Schiene und Schwelle (SV1, Durchschubweg) sowie zwischen Schwelle und Brückendeck (SV2).

Oberbaumessungen | Übersicht



Detail SV1



Detail SV2

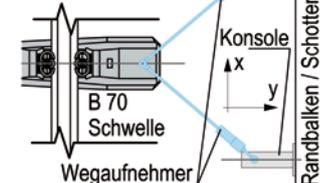


Bild 5 Übersicht Messmaßnahmen und eingebaute Sensoren zur Erfassung des Oberbauverhaltens
Measurement layout for the monitoring of track behaviour

Der Durchschubweg wurde direkt über einen Wegsensor zwischen Schienenfuß und Schwelle erfasst (Bild 5). Die Schwellenlängsbewegung wurde indirekt über zwei schräg angeordnete Wegaufnehmer jeweils an beiden Schwellenenden erfasst (Bild 5). Die Längskomponente der Verschiebung wird über Trigonometrie ermittelt.

Die Verteilung der Sensoren über den überwachten Bereich sowie ausgewählte Details sind in Bild 5 zusammengefasst.

Alle Messungen sind mit einer Messfrequenz von 1 Wert/10 min erfasst worden. Die Sensoren am Gleis wurden erst im Juni 2017 eingebaut, sodass Messdaten für einen Zeitraum von elf Monaten bis Juni 2018 vorliegen.

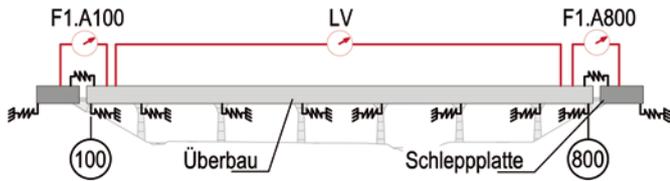


Bild 6 Ersatzsystem für die Analyse des Verformungsverhaltens des betrachteten Systems
Equivalent model of the system for the analyse of the longitudinal displacements

4 Messergebnisse zum Verhalten unter klimatischen Einwirkungen

4.1 Allgemeine Datenaufbereitung

Bis auf die Temperatur werden nur relative Messgrößen ohne absoluten Bezug erfasst. Insbesondere bei den Schienendehnungen kann durch den Einbau der DMS am bereits verspannten Gleis keine Absolutspannung gemessen werden, sondern lediglich eine Änderung in Bezug auf einen Referenzzeitpunkt. Die relativen Messgrößen wurden in der Auswertung auf einen Referenzzeitpunkt bezogen (Offset), der so gewählt wurde, dass die Bauwerkstemperatur ca. $T_B = 10^\circ\text{C}$ beträgt (Aufstelltemperatur gem. [12]) und die Schienentemperatur in etwa der mittleren Verspanntemperatur von $T_{S,0} = 23^\circ\text{C}$ gem. [13] entspricht. Als Referenzzeitpunkt, bei dem diese Annahmen zutreffen, wurde der 25. Okt. 2017, 13 Uhr gewählt. Zu diesem Zeitpunkt wird die Annahme getroffen, dass die Schienenbeanspruchung sowohl infolge Temperatur des lückenlosen Gleises als auch infolge der Gleis-Tragwerks-Interaktion gering ist (s. Abschn. 4.3). Weiterhin wurde für die Laserdistanzmessung der Einfluss aus atmosphärischen Änderungen der Lufttemperatur entsprechend [14] mit 1 ppm/K kompensiert.

4.2 Tragwerksverhalten

Über den Messzeitraum von 18 Monaten schwankt die Lufttemperatur zwischen $-11,5$ und $+30,2^\circ\text{C}$. Die Bauwerkstemperatur hingegen variiert im Bereich von $-5,9$ bis $+25,2^\circ\text{C}$ (Bild 7). Diese klimatischen Einwirkungen stellen für die Langzeitüberwachung die maßgebende Einwirkung dar.

Zur Beschreibung des Verformungsverhaltens des überwachten Systems wird das in Bild 6 dargestellte Ersatzsystem herangezogen. Das Tragsystem ist durch die Einspannung der Pfeiler und Widerlager in den Überbau statisch unbestimmt. Die auf der Winkelstützwand aufliegende Schleppplatte erfährt durch eine gewisse Steifigkeit der Übergangskonstruktion sowie durch die Schubsteifigkeit der Elastomerlager (s. Bild 3), aber auch indirekt über die Kopplung an den elastischen Halbraum der Hinterfüllung eine Mitnahmebewegung aus dem Brückenbauwerk und wird bei horizontalen Verschiebungen aktiviert.

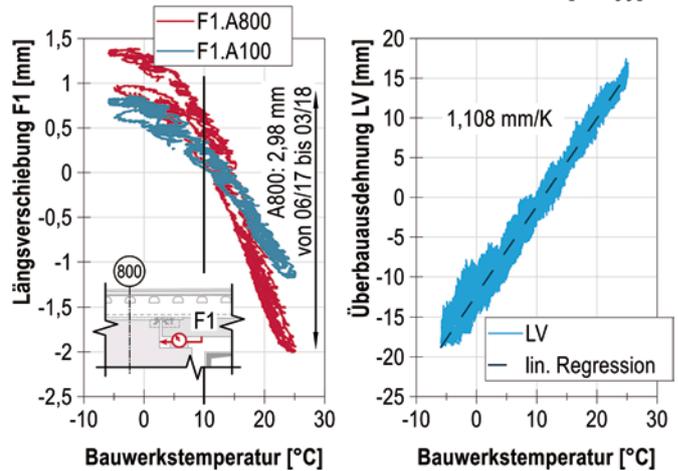
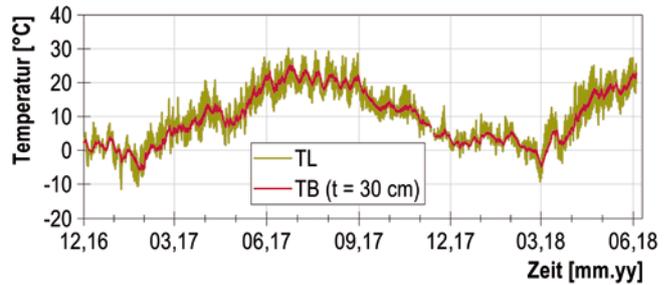


Bild 7 Darstellung der gemessenen Luft- und Bauwerkstemperatur über die Zeit sowie der Verschiebungen (F1 und LV) als Funktion der Bauwerkstemperatur – ein Zunehmen des Messwerts entspricht bei LV einer Verlängerung des Überbaus, bei F1 einer Vergrößerung des Abstands zwischen Schleppplatte und Widerlager
Development of the air and bridge temperature over time and diagram of the displacements F1 and LV as function of the bridge temperature – a positive value for LV corresponds to an extension of the superstructure, a positive value for F1 to an increase of the distance between abutment and transition plate

In Bild 7 sind die gemessenen Wege über die Bauwerkstemperatur dargestellt. Die Überbauausdehnung ist linear abhängig von der Temperaturvariation. Es ist auch ersichtlich, dass die Relativverschiebungen zwischen Widerlager und Schleppplatte im Vergleich zur gemessenen Überbauausdehnung sehr klein sind: bei der Messung F1 tritt über das Jahr eine kumulierte Verschiebung von ca. $\Delta L = 4,8$ mm (A100 + A800) und bei der Messung LV von ca. $\Delta L = 36$ mm auf.

Es kann daraus geschlossen werden, dass die Schleppplatten und das Erdreich zwischen den Flügeln bei der thermischen saisonalen Bewegung der Brücke nahezu vollständig mitgenommen werden. Eine Bewegung an der theoretisch vorgesehenen Bewegungsfuge findet dagegen kaum statt.

Bei der entstehenden Relativverschiebung zwischen Schleppplatte und Widerlager ergibt sich ein nichtlinearer Zusammenhang mit der Bauwerkstemperatur bzw. der zugehörigen Widerlagerverschiebung. Bei höheren Temperaturen ($\geq 10^\circ\text{C}$) und Widerlagerbewegungen in Richtung des Dammkörpers sind die Relativbewegungen größer als bei Temperaturen $< 10^\circ\text{C}$ und Widerlagerbewegungen aus dem Erdreich heraus (Bild 7). Die Kopplung zwischen Schleppplatte und Widerlagerkonstruktion

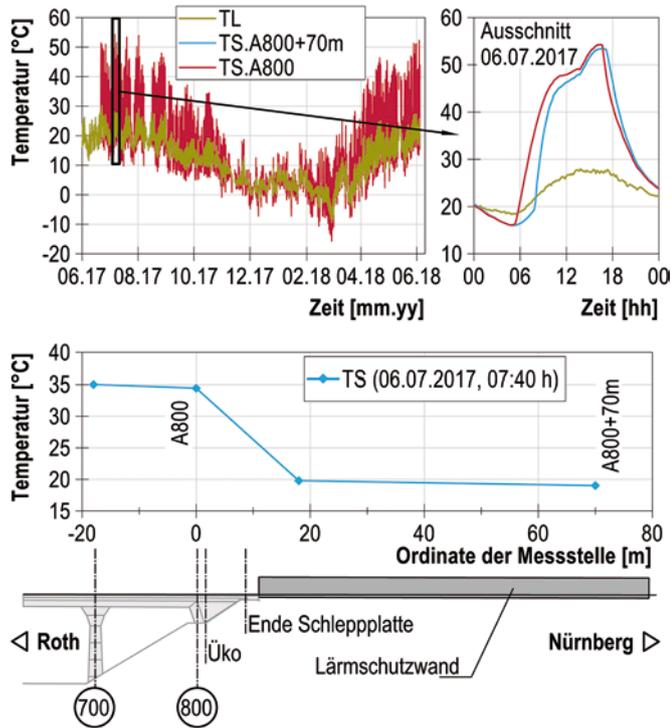


Bild 8 Darstellung der gemessenen Schienentemperatur über die Zeit sowie des Temperaturgradienten bei Schattenwurf durch die Lärmschutzwand
 Development of the rail temperature over time and instantaneous temperature state of the rail in a moment of high gradient caused by shading of the noise protection wall

scheint demnach abhängig von der Bewegungsrichtung des Widerlagers bezogen auf die „Ruhetemperatur“ des Bauwerks von ca. 10°C zu sein. Eine Erklärung dafür könnte die Aktivierung des passiven Erdwiderstands bei Bewegung der Schleppplatte in Richtung des Damms sein, wodurch sich kleinere Absolutbewegungen der Schleppplatte und größere Relativbewegungen zum Widerlager ergeben würden.

4.3 Oberbauverhalten

Der Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion ist in den Regelwerken [2, 15] verankert und beschränkt sich auf den Nachweis der sogenannten zusätzlichen Schienenspannungen, die auf die Interaktion mit dem Tragwerk zurückzuführen sind (s. a. [9, 16]). Dieser Nachweis ist bei der Rednitztalbrücke wegen der Länge des Überbaus und der Führung des lückenlosen Gleises über dem Bauwerk explizit zu führen [9]. Die vorhandene und gemessene Schienendehnung bzw. -spannung besteht zusätzlich aus dem Anteil aus den Zwangsspannungen bei Temperaturänderungen der lückenlos verschweißten Schiene (ΔT_S) und aus Verkehrsbelastung.

Hauptziel der Messungen ist die Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen und deren Verteilung im Bereich des Brückendes, sodass die gemessenen Schienendehnungen aus ΔT_S separiert werden müssen. Dies gelingt mit den folgenden Annahmen:



Bild 9 Blick vom Widerlager Achse 800 in Richtung Nürnberg, Schattenwurf der Lärmschutzwand auf das Gleis
 Shadow of the noise protection wall projected on the track in the backfilling area behind axis 800

- Die Effekte aus Verkehr auf die diskret erfasste Schienendehnung sind vernachlässigbar.
- Die Schienentemperatur über die Bauwerkslänge ist konstant, sodass die Zwangsspannungen σ^{th} aus ΔT_S ebenfalls konstant und direkt proportional zur Schienentemperatur sind.

Unter diesen Annahmen ergibt sich der Zusammenhang für die Schienenspannung:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon^{gemessen} = \sigma^{th} + \sigma^{zus.} \quad (1)$$

$$\sigma^{th} = -E \cdot \alpha^{th} \cdot \Delta T_S \quad (2)$$

Mit $E = 210000 \text{ MPa}$, $\alpha^{th} = 1,15 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ und ΔT_S : die Schienentemperaturänderung bezogen auf die Verspanntemperatur von angenommen $T_{S,0} = 23^\circ\text{C}$ (Mittelwert gem. [13]).

$$\sigma^{zus.} = E \cdot \varepsilon^{gemessen} + E \cdot \alpha^{th} \cdot \Delta T_S \quad (3)$$

Die Annahme der konstanten Temperaturverteilung ist nicht zu jedem Zeitpunkt gültig. Im Falle der Rednitztalbrücke führt der Schattenwurf der Lärmschutzwand zu einem großen lokalen, zeitlich begrenzten Gradienten (Bilder 8, 9). Am 6. Juli 2017 entsteht bspw. ein Gradient von bis zu 15 K. Zu diesen Zeitpunkten sind die Gln. (2), (3) nicht gültig. Durch die Verschiebungsmöglichkeit der Schiene in Längsrichtung verteilt sich der Spannungsgradient über einen größeren Bereich als der Temperaturgradient [17], sodass zeitweise kein linearer Zusammenhang zwischen σ^{th} und ΔT_S besteht. Diese Störungen wurden in der Auswertung berücksichtigt.

Die Ergebnisse der Separierung sind in Bild 10 am Beispiel der Achse A800 + 12 m dargestellt. Bei einer Schienentemperaturänderung zwischen $T_{S,min} = -15,8^\circ\text{C}$ und $T_{S,max} = 54,3^\circ\text{C}$ im Messzeitraum variiert die gemessene Spannung zwischen 106,3 und -87,6 MPa. Die Schiene ist großen täglichen Spannungsschwankungen von bis zu 100 MPa ausgesetzt. Der Anteil aus

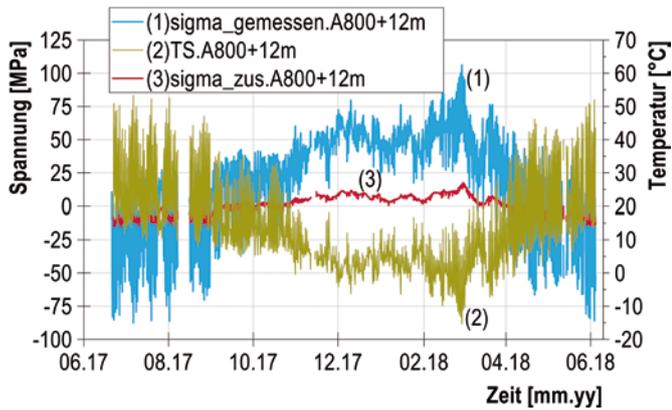


Bild 10 Darstellung der gemessenen und ermittelten zusätzlichen Schienenspannungen
Development of the rail stress, the rail temperature and the additional stress

der Interaktion mit dem Bauwerk fällt im Verhältnis dazu gering aus.

Die Separation wurde in allen Messquerschnitten durchgeführt. Die größten zusätzlichen Schienenspannungen wurden in den Achsen A800 + 12 m und A800 + 18 m gemessen. Die zusätzlichen Spannungen sind eine Reaktion auf die Brückenausdehnung und sind in Bild 11 als Funktion von LV dargestellt. An den maßgebenden Stellen variiert die zusätzliche Schienenspannung $\sigma^{\text{zus.}}$ bezogen auf den Referenzzeitpunkt zwischen -15 MPa im Sommer und +18 MPa im Winter. Erwartungsgemäß führt eine Abkühlung des Bauwerks zu zusätzlichen Zugspannungen in der Schiene am Bauwerksende (A800 + 12 m). Auf dem Bauwerk (z. B. A800 - 18 m) hingegen treten infolge der Abkühlung zusätzliche Druckspannungen auf. Der nichtlineare Zusammenhang zwischen zusätzlicher Spannung und Verformung ist durch das nichtlineare Längsverschiebewiderstandsgesetz des Gleisrosts zu erklären, wobei die Hysterese sehr flach ausfällt (Bild 11). Die weiteren Messstellen bestätigen, dass der Einfluss der Tragwerksverformungen mit zunehmendem Abstand zur Achse A800 + 12 m abnimmt und in einem Abstand von 70 m hinter dem Bauwerksende keine Interaktion mehr festzustellen ist (Bild 12).

In Bild 12 ist die Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen über den Messbereich zu verschiedenen maßgebenden Zeitpunkten mit max. bzw. min. zusätzlicher Spannung dargestellt. Die Verläufe zeigen die typische Form der zusätzlichen Schienenspannungen im Bereich des Brückendes, wobei der Maximalwert nicht über der Übergangskonstruktion auftritt, sondern hinter der Schleppplatte.

Neben den Spannungen werden auch die Verschiebungen des Gleisrosts erfasst. In Bild 13 sind die Bewegung Schwelle/Brücke (SV2) und der Schienendurchschub (SV1) als Funktion der gemessenen Brückendehnung (LV) dargestellt. Die Relativverschiebungen der Schwelle in A800 sind wegen der Nähe zum Bauwerksende erwartungsgemäß größer als diejenigen in A800 - 18 m (ca.

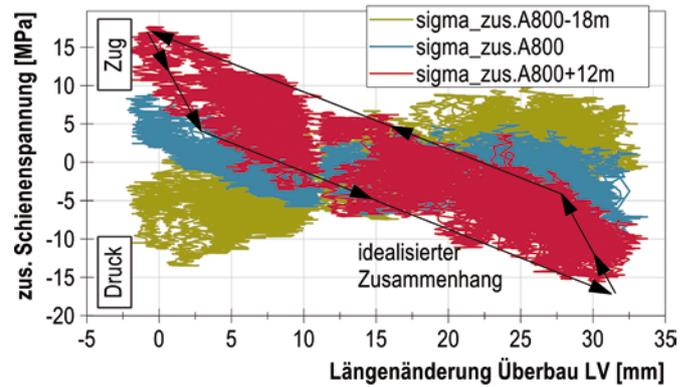


Bild 11 Darstellung der zusätzlichen Schienenspannungen als Funktion der Überbauverformung
Diagram of the additional stress in different points as function of the bridge deformations

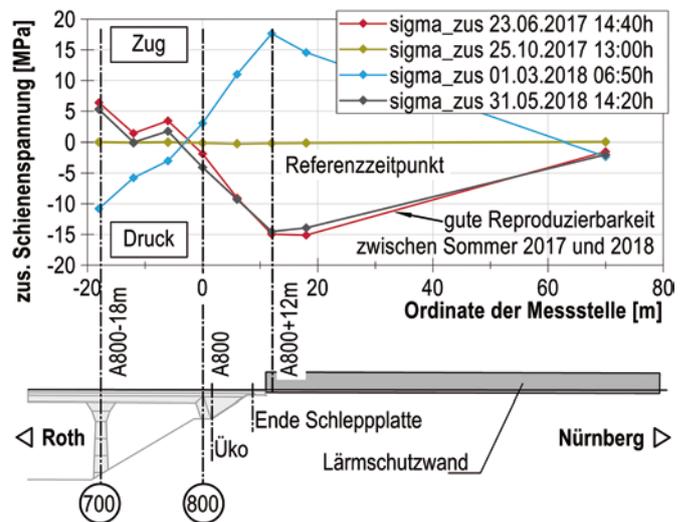


Bild 12 Darstellung der Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen über den untersuchten Messbereich für unterschiedliche maßgebende Zeitpunkte
Instantaneous stress state due to the interaction with the bridge for decisive moments

Faktor 2). Über das Jahr stellt sich eine Schwellenbewegung von ca. 10 mm ein. In beiden Messquerschnitten ist der Durchschubweg (SV1) deutlich kleiner (ca. Faktor 0,1) als die Schwellenverschiebung (SV2). Dies bestätigt auch die Annahmen aus der Norm [2], dass der Längsverschiebewiderstand für die Beschreibung des Widerstandsgesetzes maßgebend ist und die Längsverschiebungen sich maßgeblich im Schottergefüge einstellen.

Es ist sowohl für SV1 als auch für SV2 ein eindeutiger Zusammenhang mit der Brückenbewegung LV zu erkennen. Zum Sommer und zum Winter hin wird die Zunahme der Schwellenbewegung geringer, dafür der Durchschub größer. Es zeigt sich, dass der Schotter bei großen Relativbewegungen des Gleisrosts auf der Brücke steifer reagiert. Der Längsverschiebewiderstand steigt an. In Bild 11 unterscheidet sich das Verhalten im Winter kaum von dem im Sommer, sodass aus den Messergebnissen keine Hinweise auf einen erhöhten Verschiebewiderstand aus gefrorener Bettung trotz tiefer Temperaturen im

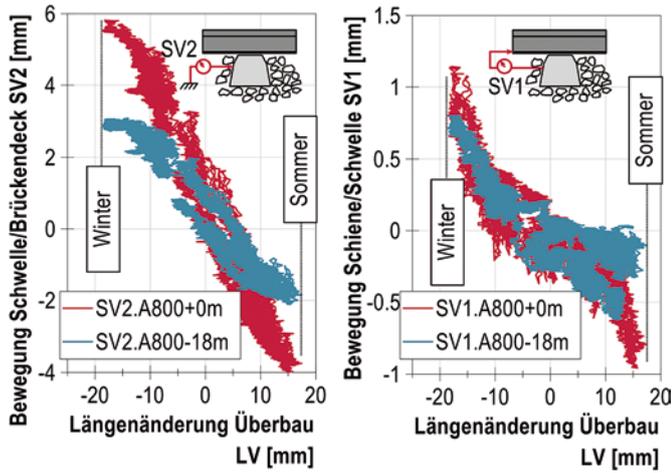


Bild 13 Darstellung der Gleisverschiebungen (SV1, SV2) im Bereich der Achse 800 als Funktion der Überbaudehnung
Diagram of the longitudinal track displacements (SV1, SV2) near to axis 800 as function of the bridge deformations

März 2018 festgestellt werden können (s. [2], 804.3401, Kap. 8(1)).

Durch das dichte Raster der Schienendehnungsmessstellen SL0 können auch Rückschlüsse auf das sich tatsächlich einstellende Verschiebewiderstandsgesetz gezogen werden. Dazu wird die Dehnungsdifferenz zwischen zwei Messstellen in eine Schienenkraftdifferenz für ein Gleis umgerechnet $\Delta F^{\text{Gleis}} = E \cdot \Delta \varepsilon^{\text{gemessen}} \cdot 2 \cdot A^{S54}$ und auf die Distanz zwischen den Messstellen je Gleismeter bezogen [11]. Wird diese Differenz zwischen den Messstellen A800 + 0 m und A800 + 6 m gebildet, ergibt sich der aktivierte Längsverschiebewiderstand (LVW), der dem Anstieg der zusätzlichen Schienenkraft im Bereich der Fuge in Bild 12 entspricht. Wird diese Differenz als Funktion der Schwellenbewegung dargestellt, ergibt sich die Beziehung des aktivierten Verschiebewiderstands (Bild 14). Es zeigt sich, dass im Bauwerksbereich ein Verschiebewiderstand von $q = 20 \text{ kN/m Gleis}$ aktiviert wird, allerdings erst bei einer Relativbewegung der Schwelle gegenüber dem Bauwerk von $u_0 = 5 \text{ mm}$ gegen 2 mm in der Ril 804 [2]. Die Größe der Verschiebungen ist hier begrenzt. Bei größeren Verschiebungen könnte es durchaus zu einer weiteren Steigerung des Verschiebewiderstands kommen. Dazu sind weitere Untersuchungen erforderlich. Bei Idealisierung des Verlaufs (grüne Kurve in Bild 14) ergibt sich unter den vorherrschenden Randbedingungen ein weiches Verhalten als nach Norm [2], wobei sich auch hier abzeichnet, dass sich der gleiche Wert des Längsverschiebewiderstands im Sommer wie im Winter einstellt und im Winter kein Hinweis auf ein Frieren der Bettung und Aktivierung des Durchschubwiderstands (DSW) vorliegt.

Die Ergebnisse der Schwellenbewegungen und des aktivierten Verschiebewiderstands gelten für die auftretenden Brückenbewegungen und für die auf der Strecke vorhandene Verkehrszusammenstellung (reiner S-Bahn-Verkehr). Da sich das Schottergefüge bei höheren und

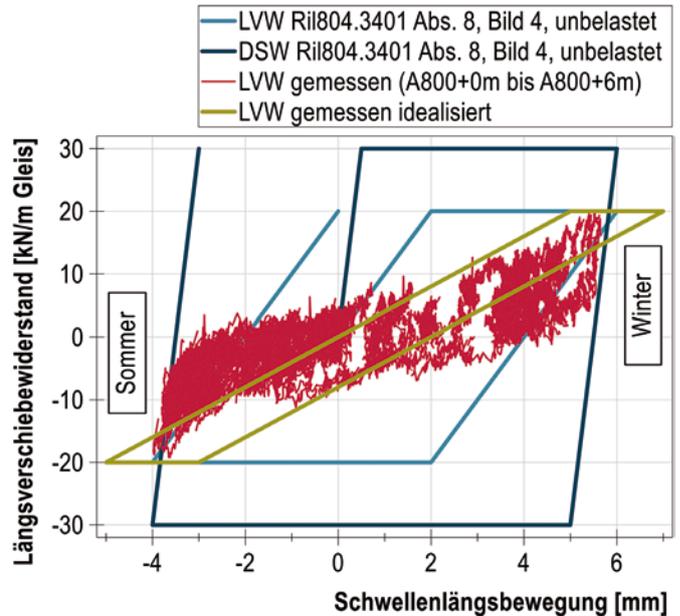


Bild 14 Darstellung des gemessenen Längsverschiebewiderstands
Measured longitudinal load/displacement behaviour of the track

häufigeren Lasten unterschiedlich verhalten kann, können die Ergebnisse nicht ohne Weiteres verallgemeinert werden.

In [18, 19] wurden bereits Unterschiede zwischen gemessenen Schienenspannungen und Erwartungswerten aus der Berechnung erkannt. Dort wurde mit einer Anpassung des Verschiebewiderstandsgesetzes mit $q = 10 \text{ kN/m Gleis}$ und $u_0 = 3 \text{ mm}$ die beste Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den im Modell berechneten Schienenspannungen erzielt. Diese festgestellte Tendenz beruht allerdings auf wenigen diskreten Messungen. Die kontinuierlichen Messungen an der Rednitztalbrücke bestätigen diese Größenordnung nicht, zeigen aber, dass der in der Norm vorgegebene Längsverschiebewiderstand für Schotteroberbau zu einer Überschätzung der zusätzlichen Schienenspannungen führen kann.

Ähnliche Untersuchungen an Brücken mit Fester Fahrbahn zeigen eine gegenläufige Tendenz. Der gemessene Verschiebewiderstand der Schiene in den Schienenbefestigungsmitteln wird tendenziell größer als im Normenwerk vorgesehen [11].

5 Tragverhalten in numerischen Modellen und Vergleich zur Messung

5.1 Vorstellung der Modelle

5.1.1 Beschreibung der Modelle

Zur Beurteilung der Messergebnisse wurden das Tragwerk und der Oberbau in einem Modell abgebildet. Der Überbau, die Pfeiler sowie die Bohrpfähle wurden aufbauend auf [20] als Stabwerk modelliert. Das Widerlager wurde als ein an das Stabwerk gekoppeltes Faltenwerk ab-

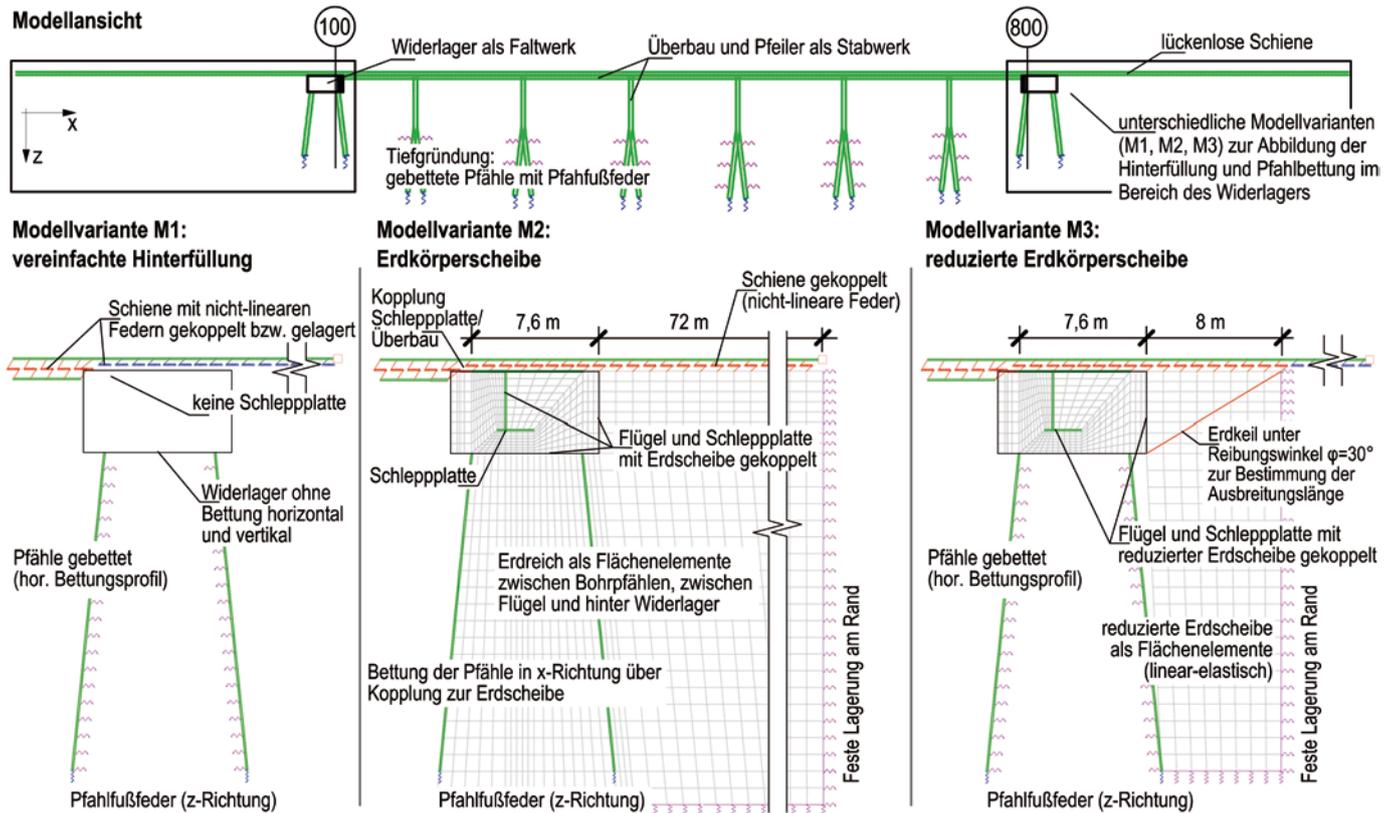


Bild 15 Schematische Darstellung der untersuchten Modellvarianten (Software SOFiStiK)
Schematic overview of the different investigated models

gebildet (Bild 15). Die zwei Schienen wurden zu einem Stab zusammengefasst, der mit der darunterliegenden Struktur (Überbau, Schleppplatte, ggf. Erdscheibe) mit nichtlinearen Federn entsprechend den Vorgaben in [2, 9] in Brückenlängsrichtung gekoppelt ist. Die Schiene wurde bis jeweils 80 m hinter die Widerlagerachsen abgebildet und am Gleisende festgehalten. Den Koppelfedern wurden entsprechend [2] vorerst die Eigenschaften des Längsverschiebewiderstands für den Temperaturlastfall „Sommer“ und des Durchschubwiderstands für den Winter zugewiesen (Bild 14).

Zur Abbildung der Interaktion des Bauwerks mit der Hinterfüllung wurden mehrere ingenieurmäßige Modellvarianten des Übergangsbereichs des integralen Bauwerks entwickelt, um das gemessene Verhalten reproduzieren zu können. Die Modelle unterscheiden sich durch den Modellierungsaufwand für den Übergangsbereich. Die Modellierung des Tragwerks selbst bleibt unverändert. Die Modellvarianten werden im Folgenden vorgestellt.

5.1.2 Modellvariante M1: vereinfachte Berücksichtigung der Hinterfüllung

Modellvariante M1 stellt ein in der Praxis übliches System zur Bemessung eines integralen Bauwerks und zur Führung der Nachweise der Gleis-Tragwerks-Interaktion dar. In diesem Modell wurden allen Bohrpfählen horizontale Bettungsprofile und vertikale Pfahlfuß-

federn zugewiesen. Die Widerlager wurden ohne eigene horizontale und vertikale Bettung modelliert. Diese Annahmen liegen hinsichtlich der Verformungen des Überbaus und der Beanspruchungen der Pfeiler und der Schiene auf der sicheren Seite. Die Schleppplatte wurde in diesem Modell nicht mit abgebildet. Die Schiene wurde bis zur Übergangskonstruktion mit dem Überbau und dahinter mit dem starr angenommenen Planum gekoppelt (Bild 15).

5.1.3 Modellvariante M2: Modell mit Erdkörperscheibe

Modellvariante M2 ist eine umfassende Erweiterung von M1 im Bereich der Hinterfüllung und im Dammbereich. Es wurden linear-elastische Flächenelemente ergänzt, die das Erdreich im Bereich der Bohrpfähle, hinter dem Bauwerk und zwischen den Flügeln unterhalb der Schleppplatte vereinfacht als Scheibe abbilden. Auf eine Modellierung des Erdkörpers mittels komplexer, nichtlinearer Materialgesetze wurde bewusst verzichtet, um ein praxistaugliches System zu erhalten. Weiterhin zeigt der lineare Zusammenhang zwischen Überbaudehnung und Temperatur in Bild 7, dass die vorgenommene Vereinfachung gerechtfertigt ist. Die Dicke der Erdscheibe nimmt mit zunehmender Tiefe zu, um die Steifigkeitsverteilung anzupassen, ohne einen Schichtaufbau in Form von unterschiedlichen Materialzuordnungen abzubilden. Die Erdscheiben wurden in Brückenlängs- bzw. in vertikaler Richtung festgehalten (Bild 15). Die horizontale Bettung der Widerlagerbohrpfähle erfolgte durch

horizontal wirkende Kopplungen über die gesamte Pfahlhöhe. In vertikaler Richtung bleibt die Pfahlfußfeder aus Variante M1 aktiv. Die Ränder der vertikalen Flügelrückseiten wurden in Brückenlängsrichtung mit der Erdscheibe zwischen den Flügeln fest gekoppelt. Die Ränder der Flügelunterseiten wurden in vertikaler Richtung fest mit der Erdscheibe gekoppelt. Die Schleppplatte wurde als Stabwerk abgebildet und an die Erdscheibe zwischen den Flügeln gekoppelt. Die Brücke wurde mit der Schleppplatte mit horizontalen Federn gekoppelt, die den Rückstellkräften der Elastomerlager entsprechen.

Das Gleis wurde im Gegensatz zu Variante M1 in den Bereichen hinter dem Überbau an die Schleppplatte und die Erdscheibe gekoppelt (Bild 15).

5.1.4 Modellvariante M3: Modell mit reduzierter Erdscheibe

Die Modellvariante M3 baut grundlegend auf Variante M2 auf. Den Bohrpfählen der Widerlager wurden wie in Modellvariante M1 die entsprechenden horizontalen Bettungsprofile und vertikalen Fußfedern zugeordnet. Je Widerlager gibt es jedoch nur noch eine in ihrer Größe reduzierte Erdscheibe, welche sich hinter den freien Enden der Flügel befindet. In vertikaler Richtung läuft die Erdscheibe bis zur Unterkante der Bohrpfähle. Die Lagerung dieser reduzierten Erdscheibe entspricht in ihrer Art der Erdscheibe aus Variante M2. Die Ausbreitung in Brückenlängsrichtung wurde durch die Berücksichtigung eines Druckkeils definiert, der sich aus dem Reibungswinkel φ des anstehenden Bodens ergibt. Die Analogie zum Keil dient lediglich der Festlegung der Systemgrenzen. Dabei wird ab dem Punkt an der freien unteren Flügelsecke ein rechtwinkliges Dreieck aufgezogen, dessen kurze Kathete der Flügelhöhe entspricht. Die Hypotenuse dieses Dreiecks läuft vom unteren Eckpunkt an der Flügelrückseite unter einem Winkel $\varphi = 30^\circ$ zur Horizontalen in Richtung oberen, freien Rand der Erdscheibe (Bild 15). Die Dicke der Flächenelemente ist über die gesamte Höhe der reduzierten Erdscheibe konstant.

5.1.5 Betrachtete Lastfälle und Modellparameter

Die verschiedenen Modelle wurden bezüglich der folgenden Lastfälle untersucht:

- Lastfall „Sommer“: $\Delta T_B = +13,4$ K (23. Juni 2017)
- Lastfall „Winter“: $\Delta T_B = -16,7$ K (1. März 2018)

Durch die Übernahme der gemessenen Temperaturänderungen des Überbaus bezogen auf den Referenzzeitpunkt (s. Abschn. 4.1) ist ein direkter Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen möglich.

In allen Modellvarianten ist der Temperaturexpansionskoeffizient entsprechend der gültigen Norm [12] mit $\alpha^{\text{th}} = 1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/K definiert.

Die Auswertung erfolgt für die Randbedingung „harte“ und „weiche“ Bettung für die Erdscheibe. Dazu wurden für die Steifigkeit der Flächenelemente vereinfachte Annahmen getroffen ([21] Abs. 1.8, mitteldicht gelagerte Sande):

- harte Bettung: $E_{\text{stat.}} = 200$ MN/m²
- weiche Bettung $E_{\text{stat.}} = 100$ MN/m²

Die Bettungswerte der Bohrpfähle wurden gem. [3] mit den Faktoren 2,0 für die harte Bettung und 0,5 für die weiche Bettung im Vergleich zu den Werten aus dem Baugrundgutachten variiert.

5.2 Berechnungs- vs. Messergebnisse | Tragwerk

Die Messergebnisse in Abschn. 4.2 zeigen, dass die Interaktion zwischen Widerlager und Hinterfüllung das Verformungsverhalten der integralen Brücke maßgeblich beeinflusst.

Die gemessene Längenänderung des Überbaus (LV) beträgt 1,108 mm/K (Bild 7). Berücksichtigt man nur die Gründungssteifigkeit der Widerlager (Modell M1), ergeben sich 1,49 mm/K. Die berechneten Verformungen aus dem Referenzmodell sind demnach 34% größer als die gemessenen. Durch die zusätzliche Berücksichtigung der Hinterfüllung (Modelle M2, M3) ergibt sich eine zusätzliche Einspannungswirkung, die zu einer Reduzierung der rechnerischen Längenänderung führt. Die Ergebnisse der Betrachtung sind in Bild 16 zusammengefasst. Je nach angesetzter Steifigkeit der modellierten Erdscheibe ergeben sich Werte der Längenänderung von 1,13–1,33 mm/K. Das Modell M3 mit steifer Erdscheibe liefert unter den betrachteten Randbedingungen die beste Übereinstimmung.

Hier wurden nur die Steifigkeitsverhältnisse des Hinterfüllbereichs variiert. Wie in [10] bereits gezeigt wurde, unterliegt auch der Temperaturexpansionskoeffizient eines Betons je nach Eigenschaften der Zuschlagstoffe Schwankungen. Aus den durchgeführten Untersuchungen an der Rednitztalbrücke können jedoch die Einflüsse der verschiedenen Parameter, die die Längenänderungen des Überbaus beeinflussen, nicht quantifiziert werden. α^{th} bleibt hier zu $1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/K definiert.

Die gemessene Relativbewegung zwischen Schleppplatte und Widerlager (F1) infolge Erwärmung/Abkühlung der Brücke bestätigt die Aktivierung der Hinterfüllung. Die Ergebnisse zeigen, dass der gesamte Boden hinter der Pfahlgründung und zwischen den Flügeln bei Bewegung des Widerlagers verformt wird. Durch die Modellierung in den Modellen M2 und M3 wird der Mitnahmebewegung der Schleppplatte Rechnung getragen. Durch die gewählten Modellanpassungen und Bodeneigenschaften konnten die Messwerte sehr gut abgebildet werden (Bild 16).

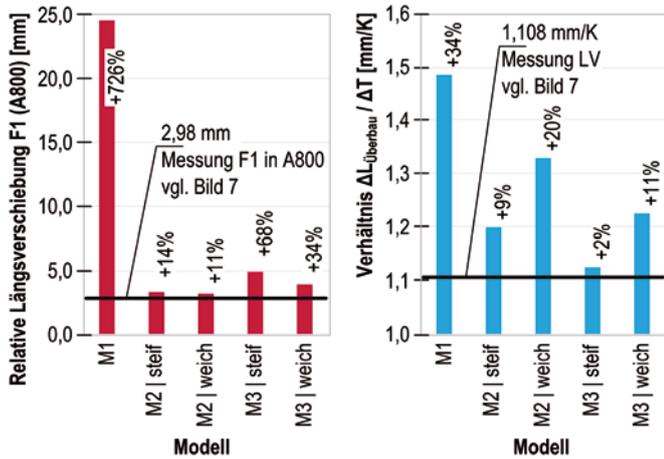


Bild 16 Gegenüberstellung der gemessenen und der rechnerisch ermittelten Verformungen; Betrachtung der Bauwerkstemperaturspanne $\Delta T = 30,1$ K von Juni 2017–März 2018; Modellannahmen: Längsverschiebewiderstand gem. Ril 804
Comparison between measured and calculated deformations for a temperature variation of the bridge of $\Delta T = 30.1$ K from 2017/06–2018/03; model parameter: longitudinal track resistance according to Ril 804

5.3 Berechnungs- vs. Messergebnisse | Oberbau

Im Rahmen einer neuen Planung würde man das statische System ohne Berücksichtigung der Bewegung der Schleppplatte modellieren. Deshalb stellt Modellvariante M1 mit Ansatz des Längsverschiebewiderstands gem. Ril 804 das Referenzmodell dar. Es wird darauf hingewiesen, dass nach [2] Modul 804.3401 Abs. 8 im Sommer (S) der Längsverschiebewiderstand (LVW) und im Winter (W) bei gefrorener Bettung der Durchschubwiderstand (DSW) anzusetzen ist (s. a. Bild 14). Dieser Unterschied wird in den Simulationen mit dem Verschiebewiderstand nach Norm (LVW Norm) berücksichtigt. Die Ergebnisse der zusätzlichen Schienenspannungen für das Referenzmodell sind in Bild 17 dargestellt (M1|W/S|LVW Norm). Als Lastfall wurde für den Sommer $\Delta T_B = +13,4$ K (23. Juni 2017) und für den Winter $\Delta T_B = -16,7$ K (1. März 2018) angesetzt, sodass ein direkter Vergleich mit den gemessenen Zuständen möglich ist.

Werden die Messungen (graue Kurve in Bild 17) mit den Modellergebnissen M1 (rote Kurve) verglichen, können zwei wesentliche Unterschiede festgestellt werden:

- (1) Der Peak der Spannungen tritt nicht in Höhe der Fahrbahnübergangskonstruktion, sondern hinter der Schleppplatte auf.
- (2) Die gemessenen zusätzlichen Schienenspannungen fallen deutlich geringer aus (Lastfall Winter: 17 statt 60 MPa).

Durch die vorgenommenen Modellanpassungen (M2, M3) verschiebt sich der Peak hinter das Widerlager. Für den Vergleich der Mess- mit den Modellergebnissen für die Schienenspannungen müssen die realen Tragwerksverformungen im Modell abgebildet werden. Dazu wurden entsprechend der Gegenüberstellung in Bild 16 die

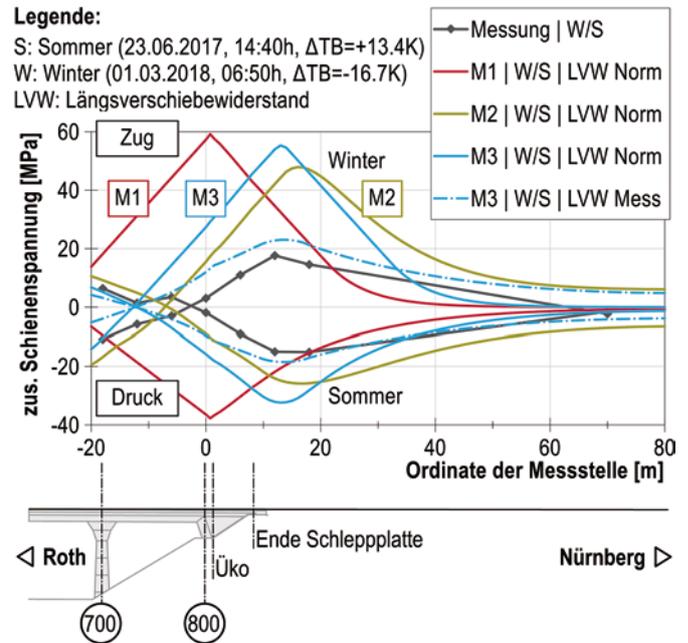


Bild 17 Gegenüberstellung der gemessenen und der rechnerisch ermittelten zusätzlichen Schienenspannungen; Modelle M1, M2, M3 für jeweils Längsverschiebewiderstand nach Norm oder nach Messungen (s. Bild 14), Darstellung der Ergebnisse für die Lastfälle Winter (W) und Sommer (S)
Comparison between measured and calculated rail stresses for the three investigated models: two longitudinal load/displacement characteristics of the track investigated; according the code and according the measurements (s. fig. 14), results given for load case winter (W) and summer (S)

hohen Steifigkeiten für die Bettung und das Hinterfüllmaterial in den Modellvarianten M2 und M3 gewählt.

Im Modell M2 verschiebt sich der Peak bei den gewählten Modellparametern durch die Bewegung der gesamten Erdscheibe weit hinter das Widerlager. Beim Modell M3 hingegen stimmt die Ordinate der max. Spannung am besten mit dem gemessenen Verlauf überein und wird deshalb für die weitere Betrachtung herangezogen. Durch Ansatz des im Gleis gemessenen Längsverschiebewiderstandsgesetzes (s. Bild 14, LVW gemessen idealisiert) ergibt sich im Modell eine deutliche Reduktion der max. zusätzlichen Schienenspannungen. Die resultierende Spannungsverteilung bildet die Messwerte sehr gut ab (blau strich-punktierte Kurve in Bild 17), auch wenn die Werte immer noch etwas größer bleiben als gemessen.

Es zeigt sich aus dem Vergleich ein deutlich gutmütigeres Verhalten des Bauwerks hinsichtlich der Gleis-Tragwerks-Interaktion, als das nach dem Normenwerk definierte Modell M1 erwartet. Dies ist auf die Interaktion mit der Hinterfüllung und vor allem auf das weichere Verschiebewiderstandsgesetz des Gleises zurückzuführen.

5.4 Interpretation des Tragverhaltens und Ausblick

Die Rednitztalbrücke ist seit 1999 unter Betrieb. Es sind nach Rückfrage bei den Anlagenverantwortlichen bisher

weder am Tragwerk selbst noch am Oberbau Instandhaltungsarbeiten notwendig gewesen. Das robuste und verformungsarme Verhalten wird durch die Messung bestätigt. Das Beispiel der Rednitztalbrücke zeigt, dass Bauwerke mit bis zu ca. 200 m Länge integral und ohne Schienenauszüge ausgeführt werden können und durch den geringen Instandhaltungsbedarf eine hohe Verfügbarkeit bei geringen Unterhaltungskosten ermöglichen.

Die durchgeführten Messungen geben einen guten Einblick in die Wechselwirkung zwischen einer Brücke mit integralen Widerlagern, ihrer Hinterfüllung und dem lückenlosen Schottergleis. Aus den Messungen und Berechnungen an der Rednitztalbrücke können für lange integrale Eisenbahnbrücken folgende Erfahrungen und Empfehlungen getroffen werden:

- Die saisonalen thermischen Verformungen der Brücke werden durch die integralen Widerlager kontinuierlich in den Damm eingetragen. Die U-förmigen, hoch liegenden Widerlager tragen durch die Reibung zwischen Flügelwänden und Hinterfüllung die Verschiebungen des Brückenendes in den Dammbereich ein. Unterstützt wird dies durch die Tiefgründung der Widerlager mit weit gespreiztem Pfahlbock, der sich mit dem Untergrund vernagelt (s. a. [5]).
- Durch die Aktivierung der Hinterfüllung erhöht sich der Einspanngrad am Bauwerksende, sodass die auftretenden Widerlagerbewegungen kleiner ausfallen als im üblichen Bemessungsmodell (M1) erwartet.
- Durch die Mitnahmebewegungen der Schleppplatte und des Bodens verschiebt sich das wirksame Brückenende hinter das Ende der Schleppplatte. Die eigentlich vorgesehene Fugenkonstruktion wird kaum aktiviert. Eine Verbesserung würde eine Schleppplatte hervorbringen, die unmittelbar an das Widerlager gekoppelt ist [22]. Ein Wartungsgang mit Winkelstützwand ist für diese Brückentypen nicht erforderlich.
- Die genannte konstruktive Durchbildung der integralen Widerlager erweist sich günstig im Hinblick auf die Beanspruchung des Gleises. Die Schienenspannungen werden besser verteilt und erreichen ihr Maximum ca. 5–10 m hinter dem Schleppplattenende.

- Die Schienenspannungen infolge extremer Bauwerkstemperaturen verringern sich im Messzeitraum um bis zu 70% im Vergleich zum Bemessungsmodell (M1) nach Norm, wodurch der Verzicht auf einen Schienenauszug bestätigt wird. Diese erhebliche Verringerung des Spannungsniveaus am Brückenende kann auf den im Vergleich zum Regelwerk sich einstellenden weicheren Verschiebewiderstand des Gleises zurückgeführt werden. Insbesondere konnte trotz sehr kalter Temperaturen im März 2018 kein Frieren des Schottergefüges und eine damit einhergehende Erhöhung des Verschiebewiderstands beobachtet werden. Aus dem kurzen Messzeitraum können keine allgemeinen Rückschlüsse gezogen werden. Es kann allerdings vermutet werden, dass das Frieren der Schotterbettung selten auftritt und sich die zugehörige Erhöhung des Verschiebewiderstands nur für einen geringen Anteil der für den Winter anzusetzenden Bauwerkstemperaturänderung auswirkt.
- Angesichts der festgestellten untergeordneten Belastung der Schiene aus Bauwerksverformungen im Übergangsbereich können integrale Bauwerkklängen mit Schottergleis über 200 m ohne Schienenauszüge erreicht werden, wenn Randbedingungen ähnlich denen der Rednitztalbrücke gegeben sind.

Dank

Das IGF-Vorhaben (Nr. 18191 N) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestags gefördert. Dem Fördergeber wird für die Unterstützung herzlich gedankt.

Großer Dank gilt auch den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) sowie der DB AG als Industriepartner, welche die Durchführung und weitere Fortführung der Messungen ermöglicht haben.

Literatur

- [1] MARX, S.; WENNER, M. (2014) *Integrale und Semiintegrale Bauweise* in: MEHLHORN, G.; CURBACH, M. [Hrsg.]: *Handbuch Brücken*. 3. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg.
- [2] DB Netz AG (2015) *Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten*. Stand 1. Aug. 2015.
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2016) *RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Bauwerke*. Stand Dez. 2016.
- [4] MARX, S.; SEIDL, G. (2011) *Integral Railway Bridges in Germany* in: *Structural Engineering International* 21, no. 3, pp. 332–340.
- [5] DREIER, D. (2010) *Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux* [Dissertation]. Thèse N° 4880, Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne, Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit.
- [6] BRAUN, A.; SEIDL, G.; WEIZENEGGER, M. (2006) *Rahmentragwerke im Brückenbau, Konstruktion, Berechnung und volkswirtschaftliche Betrachtung* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 101, H. 3, S. 187–197.
- [7] FELDMANN, M. et al. (2018) *VP 1099 Dynamische Auslegung von Verbundbrücken mit integralen Widerlagern (DynAFrame)*. Endbericht des Forschungsvorhabens, im Auftrag der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. FOSTA.

- [8] BIGELOW, H. et al. (2017) *Dynamische Messungen an einer Eisenbahnbrücke als Stahlbetonverbundrahmen Untersuchung der Eisenbahnüberführung über die Salzach bei Schwarzach/St. Veit* in: Stahlbau 86, H. 9, S. 778–788.
- [9] WENNER, M.; LIPPERT, P.; PLICA, S.; MARX, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung* in: Bautechnik 93, H. 2, S. 59–67.
- [10] MARX, S.; WENNER, M.; KÄDING, M.; WEDEL, F. (2018) *Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle* in: CURBACH, M. [Hrsg.] Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. Dresden, 13. März 2018. Technische Universität Dresden, S. 41–56.
- [11] WENNER, M. et al. (2019) *Neue Erkenntnisse zu den zusätzlichen Schienenspannungen auf Eisenbahnbrücken* in: Bautechnik 97 (Veröffentlichung geplant).
- [12] DIN EN 1991-1-5:2010-12 (2010) *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen*. Berlin: Beuth Verlag, Dez. 2010.
- [13] DB Netz AG (2009) *Richtlinie 824 – Regelwerk Oberbau, Oberbauarbeiten durchführen*. Stand 7. Juli 2009.
- [14] SCHWARZ, W. (2012) *Einflussgrößen bei elektrooptischen Distanzmessungen und ihre Erfassung* in: avn 119, H. 10, S. 323–335.
- [15] DIN EN 1991-2:2010-12 (2010) *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Berlin: Beuth Verlag, Dez. 2010.
- [16] WENNER, M.; LIPPERT, P.; PLICA, S.; MARX, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 2: Hintergründe des Nachweises* in: Bautechnik 93, H. 7, S. 470–481.
- [17] BÖSL, B. (1992) *Längsbewegung des Gleises als Folge von Normalkraftstörungen* [Dissertation]. Mitteilungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, Heft 65.
- [18] KLAUS, M. (2003) *Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung* [Dissertation]. Berichte des Instituts für Massivbau, Universität Hannover.
- [19] SIEFER, T.; GRÜNBERG, J.; EICKMANN, C.; KLAUS, M. (2000) *Forschungsbericht Nr. 9941, Auswertung vorliegender Messdaten zur Ermittlung der Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken*. Institut für Verkehrswesen, Eisenbahnbau und -betrieb, Institut für Massivbau der Universität Hannover.
- [20] BLEIER, A. (2017) *Einfluss langzyklischer Einwirkungen auf die Gleis-Tragwerks-Interaktion unter Berücksichtigung verschiedener Boden- und Gleisbettparameter* [Masterarbeit]. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München.
- [21] SMOLTczyk, U. [Hrsg.] (2001) *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. 6. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [22] Schweizerisches Bundesamt für Strassen ASTRA (2011) *Richtlinie Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3: Brückenende*. ASTRA 12 004.

Autoren

Dipl.-Ing. Marc Wenner
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
wenner@ifma.uni-hannover.de

Dr. Günter Seidl
SSF Ingenieure AG
Schönhauser Allee 149
10435 Berlin
gseidl@SSF-ing.de

M. Eng. Robert Garn
SSF Ingenieure AG
Schönhauser Allee 149
10435 Berlin
rgarn@SSF-ing.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de

