



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

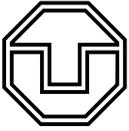
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

8. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**8. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller
Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd W. Zastrau

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 42 77
Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer
Korrekturen: Angela Heller
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan
Titelfoto: Kathrin Dietz
Probebelastung an Fahnenstangen am Goldenen Reiter in Dresden

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf www.qucosa.de

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, September 2015

ISSN 1613-6934

Inhalt

DAfStb-Sachstandbericht <i>Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung bestehender Bauwerke</i> <i>Jürgen Schnell, Michael Weber</i>	5
Dynamik von Stahlbetonbrücken – Messprojekte aus dem Eisenbahn- und Straßenverkehr <i>Lutz Auersch, Samir Said</i>	17
Messtechnische Überlegungen bei Fallversuchen <i>Tino Kühn</i>	31
Identifikation dynamischer Strukturparameter von Eisenbahnbrücken mittels terrestrischer Mikrowelleninterferometrie <i>Jens Schneider, Matthias Becker, Andrei Firus, Jiny Pullamthara, Michael Drass</i>	47
Einsatzmöglichkeiten der Schallemissionsanalyse im Bauwesen <i>Stephan Pirskawetz, Julia Wolf, Wolfram Schmidt, Andreas Rogge</i>	61
Hochgenaue 3D-Referenzmessungen als ein Beitrag der Geodäsie zur experimentellen Untersuchung des Systemverhaltens neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens-André Paffenholz, Ulrich Stenz, Ingo Neumann</i>	73
Experimentelle Untersuchung zum Systemtragverhalten neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens Piehler, Michael Hansen, Gerd Kapphahn</i>	81
Tragfähigkeitsuntersuchungen an historischen Fahnenmasten <i>Silke Scheerer, Sabine Wellner, Torsten Hampel, Bernd Eckoldt</i>	93
Pont Lagunaire, Togo – Experimentelle Tragwerksanalyse einer Stahlfachwerkbrücke zum Nachweis der Restnutzungszeit <i>Marc Gutermann, Werner Malgut, Klaus Ammermann</i>	103
Experimenteller Nachweis der Tragfähigkeit an der Kettenbrücke im Goethepark in Weimar <i>Erik Meichsner, Phillip Johann Jung, Oliver Hahn, Stefan Finke</i>	117
Untersuchungen und Maßnahmen an setzungsauffälligen Pfeilern der Saale-Elster-Talbrücke der Eisenbahnstrecke Erfurt–Leipzig/Halle <i>André Koletzko, Sandra Christein</i>	123
Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring <i>Nico Steffens, Karsten Geißler, Ronald Stein</i>	135

Lagrange-Multiplikator-Test zur Detektierung von zunehmender Strukturschädigung:
Experimentelle Verifikation

Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Petra Kubowitz, Werner Daum,

Detlef Hofmann, Frank Basedau 147

Zustandsbewertung von Stahlbetonbauteilen mithilfe der dynamischen Eigenschaften

F. Weisleder, M. Waltering 159

Softwareunterstützte Nachrechnung und Ertüchtigung von Brückenbauwerken

Stefan Kimmich, Eckhard Held 175

Pont Lagunaire, Togo – Experimentelle Tragwerksanalyse einer Stahlfachwerkbrücke zum Nachweis der Restnutzungszeit

Marc Gutermann¹, Werner Malgut², Klaus Ammermann³

Kurzfassung. In Togo ist seit 1960 eine Stahlfachwerkbrücke zum Abtransport von Phosphaten in Betrieb. Seit einigen Jahren zeigten viele Stahlbauteile Korrosionserscheinungen, die durch die herrschenden ungünstigen Umweltbedingungen begünstigt worden sind. Für die Sanierung entschied man sich für einen feldweisen Austausch der Ober- und Untergurte im Betrieb. Die Diagonalen sollten erhalten bleiben. Der rechnerische Ermüdungsnachweis brachte keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Messungen am Bauwerk dienten dazu, Daten für den erfolgreichen Ermüdungsnachweis zu sammeln und den Sanierungserfolg zu verifizieren.

Pont Lagunaire, Togo – Experimental structural analysis of a steel truss bridge to detect the remaining usage time – Abstract. *In Togo a steel truss bridge was built in the year 1960 to transport phosphates from inland to seaport. In the last decades more and more steel girders showed increasing deterioration by corrosion, obviously caused by the rough environmental conditions (high humidity, salt water, phosphates). It was decided to rehabilitate the bridge by replacing top and bottom chords during train operation. Fatigue had to be proven for the remaining girders, e. g. diagonals and support grid. A calculation had not given satisfactory results, so that additional information should be collected by on-site experiments and measurements including the verification of rehabilitation success.*

1 Einleitung

Die Brücke Pont Lagunaire wurde 1960 im Auftrag des Office Togolais des Phosphates (O.T.P) erbaut und überquert die Lagune auf einer Länge von insgesamt 722 m. Sie besteht aus insgesamt 19 Einzelfeldern mit einer Stützweite von jeweils 38,0 m (Bild 1). Die darüberführende Eisenbahnstrecke wird zum Abtransport von Phosphat in offenen Wagen genutzt. Aufgrund ihrer Lage nahe dem Atlantik ist die Brücke einer starken Korrosion ausgesetzt, so dass sich der Zustand zwischen zwei Bauwerksuntersuchungen in den Jahren 1986 und 2011 deutlich verschlechtert hat [1]. Die effektive Tragfähigkeit war deutlich reduziert, so dass das Bauwerk im Zeitraum 2013/2014 ertüchtigt wurde.

Man hat sich für einen feldweisen Austausch der Ober- und Untergurte im Betrieb entschieden, während die Diagonalen erhalten bleiben sollten. Das deutsche Ingenieurbüro Inros Lackner SE schlug vor, die Arbeiten durch experimentelle Untersuchungen zu begleiten, um

1 Prof. Dr.-Ing., Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

2 Dipl.-Ing., Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

3 Dipl.-Ing., INROS LACKNER SE, Bremen



Bild 1: Ansicht des Pont Lagunaire

sowohl den Sanierungserfolg verifizieren zu können als auch Daten für einen genaueren Ermüdungsnachweis der Brücke zu erhalten, was bereits bei anderen Projekten erfolgreich durchgeführt worden war [3]. Es waren Messungen während des normalen Eisenbahnbetriebs vorgesehen, jeweils in einem sanierten (Feld 2) und einem unsanierten Brückenfeld (Feld 6).

2 Bauwerksdaten

2.1 Allgemeines und Geometrie

Die Fachwerkkonstruktion besteht aus einem Ober- und Untergurt mit zwischenliegenden Diagonalen, die $66,19^\circ$ geneigt sind. Insgesamt verlaufen vier einzelne Fachwerkscheiben in Längsrichtung. Jedes Paar hat einen Achsabstand von 60 cm (Bild 2, links). Sowohl die Gurte als auch die Diagonalen sind in jedem Knotenpunkt durch Knotenbleche miteinander verbunden. Alle Verbindungen sind geschraubt.



Bild 2: Korrodierte Verbindungsbleche

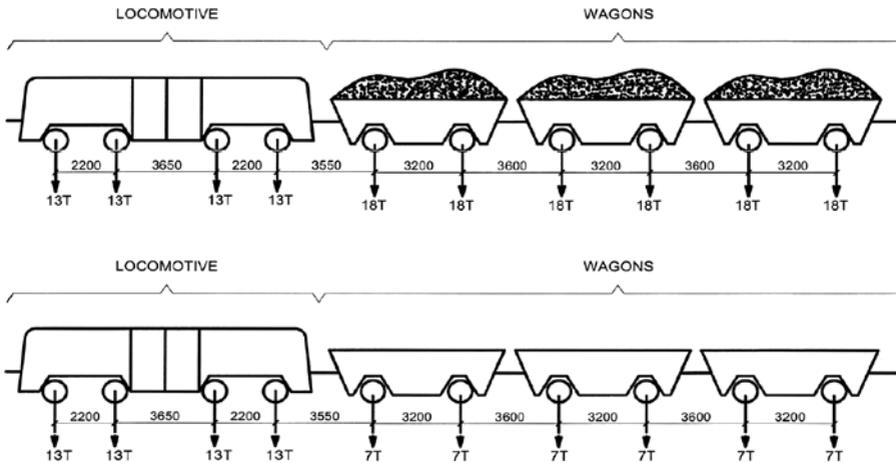


Bild 3 (oben): Lastbild des befüllten Lastzuges, [2]

Bild 4 (unten): Lastbild des leeren Lastzuges, [2]

Die Bauwerksdaten wurden den Unterlagen der Baudokumentation entnommen [1]:

Nutzung:	Eisenbahn, Phosphattransport
Zu überführendes Gewässer:	Togosee (Lagune)
Bauwerksart:	Stahlfachwerkbrücke (Stahl E360)
Anzahl Felder:	19
Stützweite pro Feld:	38,0 m
Überbauhöhe:	3,57 m
Überbaubreite:	5,05 m

2.2 Schadensbild

Der Zustand des Bauwerkes wurde 1986 und im Jahr 2011 visuell überprüft [1]. Die wesentlichen Mängel waren Korrosion an Stäben, Verbindungsblechen und Knotenpunkten, teilweise Schwächung des Querschnitts um bis zu 60 % (Bild 2, rechts).

2.3 Lastannahmen

Die Lastannahmen, die für die Ertüchtigung des Bauwerks zugrunde gelegt wurden, sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Die Lastbilder zeigen die Bilder 3 und 4.

Tabelle 1: Lastannahmen nach [1]

Lastart	Belastung
Ständige Last	
Stahlüberbau Feld	50 t / 38 m = 13,58 kN/m
Veränderliche Einwirkungen	
Lok	52 t auf 4 Achsen, Achsabstände: 2,2 m / 3,65 m / 2,2 m
Wagon (beladen, Bild 3)	36 t auf 2 Achsen, Achsabstand: 3,2 m
Wagon (leer, Bild 4)	14 t auf 2 Achsen, Achsabstand: 3,2 m

Ein normaler Zugverband besteht aus einer Lok mit 36 Wagen (Gesamtgewicht etwa 900 t pro Zug). Die Zuggeschwindigkeit war auf 5 km/h begrenzt und sollte nach der Sanierung wieder auf 10 km/h angehoben werden.

3 Messprogramm

3.1 Konzept

Ein Musterfeld der Fachwerkbrücke wurde von der beauftragten Baufirma mit einem Stabwerksmodell statisch berechnet [2], um die Auslastung und die Restnutzungsdauer der einzelnen Stäbe bewerten zu können. Es wurde festgestellt, dass einzelne Querschnitte ihre theoretische Lebensdauer bereits überschritten hatten (Tabelle 2). Anhand der Ergebnisse wurden auch die maßgebenden Querschnitte identifiziert, die mit Messtechnik ausgestattet wurden (Bild 5 und Tabelle 2).

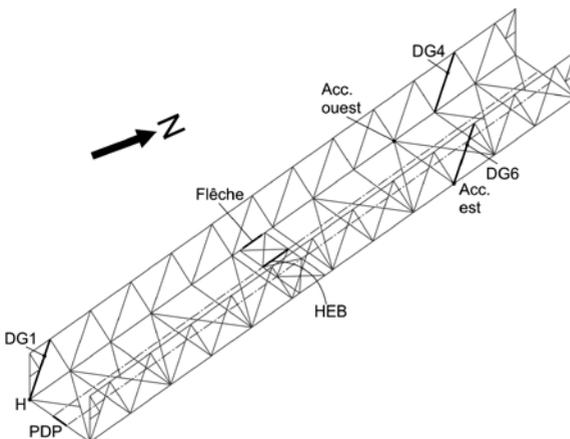
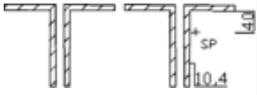
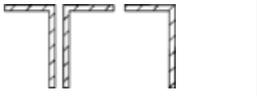
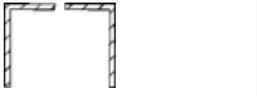
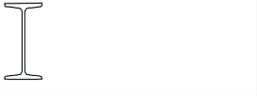


Bild 5: Messstellenplan

Tabelle 2: Fachwerkstäbe mit der kürzesten theoretischen Restnutzungsdauer R, [2]

Bezeichnung (Bild 5)	Profil und berechnete Restnutzungsdauer R	
Diagonale DG1	4L 150×90×10 ; l = 3.716 cm R: 15 Jahre	
Diagonale DG4	3L 150×90×10 ; l = 3.716 cm R: 14 Jahre	
Diagonale DG6	2L 150×90×10 ; l = 3.716 cm R: -10 Jahre (= ermüdet)	
Querträger PDP	2IPN300 ; l = 5.300 cm R: -22 Jahre (= ermüdet)	
Längsträger HEB	HEB 200 ; l = 3.000 cm R: -3 Jahre (= ermüdet)	

Während der Zugüberfahrten wurde überprüft, ob sich die Beanspruchungen der Stahlträger wie prognostiziert einstellten. Zusätzlich sollte das globale Verformungsverhalten durch Durchbiegungsmessung in Feldmitte überprüft werden. Die Messungen fanden an einem sanierten Feld (Nr. 2 über Land, Bild 1) und an einem unsanierten Feld statt (Feld 6 über Wasser, Bild 1).

3.2 Messtechnik

Es wurden am belasteten Bauwerk mehrere Bauteilreaktionen, z. B. die Stahldehnung, gemessen und als Zeit-Reaktions-Diagramm gespeichert. Die Messrate betrug 200 Hz. Die folgende Sensorik wurde eingesetzt:

Verformungsmessungen. Die Horizontalverschiebung H (Bild 5) zwischen Brücke und Pfeiler wurde mit einem elektrischen Wegaufnehmer WT10 aufgezeichnet (Nennweg: 10 mm, stufenlos bei einer Auflösung: angezeigter Weg [mm] ± Fehler 0,01 [mm]).

Die Durchbiegungsmessung in Feldmitte wurde mit einem Seilzugaufnehmer ASM WS10-500-R1K-L10 gemessen (Bilder 5 und 6). (Nennweg: 500 mm, stufenlos bei einer Auflösung: angezeigter Weg [mm] ± Fehler 0,5 [mm]). Für die Messungen über Wasser wurde hierfür ein Dreibein als Messbasis auf dem Seegrund versenkt.

Dehnungsmessungen. Die Diagonalen wurden so mit Dehnungsmessstreifen (DMS) ausgestattet, dass die Normaldehnung bestimmt werden konnte. Dazu wurden sie in der neutralen



Bild 6: Impressionen der Messung, von links nach rechts: Messstand, Durchbiegungsmessung über Wasser mit Tripod, DMS an den Diagonalen, Zugüberfahrt

Faser in ausreichendem Abstand zu Störstellen wie Löchern oder Blechanschlüssen appliziert (Bilder 5 und 6).

Auf den Trägern des Fahrbahn-Gitterrostes wurden die DMS auf der Ober- und Unterseite der Flansche appliziert, ebenfalls in der neutralen Faser, damit keine Querbiegung die Ergebnisse verfälscht. Je nach Verkabelung konnte mit diesen Messstellen die Dehnung aus Biegemoment oder Normkraft bestimmt werden.

Es wurden pro Messstelle immer vier Messgitter so verdrahtet, dass die Temperaturdehnung kompensiert wurde. Es wurden DMS vom Typ FCA-6-11-3L (k-Faktor: 2.10) verwendet.

Beschleunigungsmessung. Es wurden zwei induktive Beschleunigungsaufnehmer B12/200 (HBM), Frequenzbereich 0...1000 Hz mit einem Temperatureinfluss von $\pm 0,2 \%$ pro 10 K auf den Kennwert eingesetzt, um in den Viertelpunkten der Brücke die vertikale Anregung zu überwachen (Bild 5).

Umweltbedingungen. Die Umweltbedingungen wurden offline bestimmt und in die Messprotokolle aufgenommen (Temperatur etwa 28 °C; Luftfeuchte etwa 85 %, Wind: 8–24 km/h aus West / Süd-West).

Versuchslastbestimmung. Die Dehnungsmessungen im Fahrbahn-Gitterrost konnten als Achslastwaage benutzt werden. Dazu wurde das Gewicht der Lok herangezogen (nach Angaben des Auftraggebers: 54 t), um einen Umrechnungsfaktor zu bestimmen.

3.3 Versuchsabläufe

Die Messungen fanden Ende August 2013 innerhalb einer Woche statt. Das gesamte Messequipment wurde so weit optimiert, dass es in zwei Hartschalenkoffer mit jeweils maximal 25 kg Reisegewicht verstaut werden konnte. Nach erfolgreicher Passage des togolischen Zolls wurde am ersten Tag der Großteil der Messtechnik installiert, so dass bereits am 2. Tag Überfahrtsmessungen mit beladenem und leerem Zug aufgezeichnet werden konnten. Da nur zwei Zugfahrten am Tag stattfanden, wurden auch am dritten Tag

noch Messungen am 1. Versuchsort (Feld 2) durchgeführt, während am 2. Versuchsort (Feld 6) bereits Sensorik installiert und vorbereitet werden konnte. Nach Abschluss der Messungen am 4. Tag wurde direkt im Hotel bzw. im Baubüro mit der Auswertung begonnen, so dass die ersten Ergebnisse bereits in Togo präsentiert und diskutiert werden konnten.

4 Messergebnisse

4.1 Messprotokolle

Die Messwerte jedes Sensors sind in Messprotokollen als Zeit-Reaktions-Diagramm dokumentiert. Die Extremwerte (min/max) dieser Kurven wurden in eine Excel-Tabelle übertragen, wo sie in Gruppen eingeteilt wurden. Daraus konnte die maximale Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ für jeden Belastungszustand (leer/beladen) getrennt bestimmt werden, die anschließend weiter ausgewertet werden konnten (s. Abschnitt 5 und Tabelle 5).

4.2 Globales Verformungsverhalten

Zur Bewertung des globalen Verformungsverhaltens wurde die Durchbiegung in Feldmitte sowie die horizontale Lagerverschiebung aufgezeichnet. Die Extremwerte sind in Tabelle 3 zusammengefasst. Für die Interpretation sei angemerkt, dass die tatsächlichen Achslasten der Züge von den theoretischen Annahmen abwichen (s. a. Bilder 2 und 3).

Tabelle 3: Durchbiegung in Feldmitte und horizontale Lagerverschiebung

Feld		Durchbiegung f [mm]			Lagerverschiebung h [mm]		
		Min.	Max	Δ	Min.	Max	Δ
Feld 2	leer	-1,0	17,0	18,0	-0,2	0,9	1,1
	beladen	-1,5	32,0	33,5	-1,0	1,1	2,1
Feld 6	leer	0	20,4	20,4	-0,7	0,1	0,8
	beladen	0	43,0	43,0	-0,8	0,4	1,2

Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass die Verformungen beim sanierten Feld 2 kleiner sind als beim unsanierten Feld 6. Des Weiteren erkennt man in Feld 2 durch die auftretenden negativen Verformungen eine geringfügige Durchlaufwirkung, die bei Feld 6 nicht zu beobachten war.

4.3 Eigenfrequenzen

Die vertikalen Beschleunigungsmessungen auf beiden Untergurten Ost/West sollten für eine Eigenfrequenzanalyse genutzt werden. Die Auswertung zeigte nicht in allen Frequenzbereichen ausgeprägte Ergebnisse. Dennoch lässt sich die Schlussfolgerung ziehen, dass die erste Biege-Eigenfrequenz bei etwa 4,5 Hz liegt (Bilder 7 und 8).

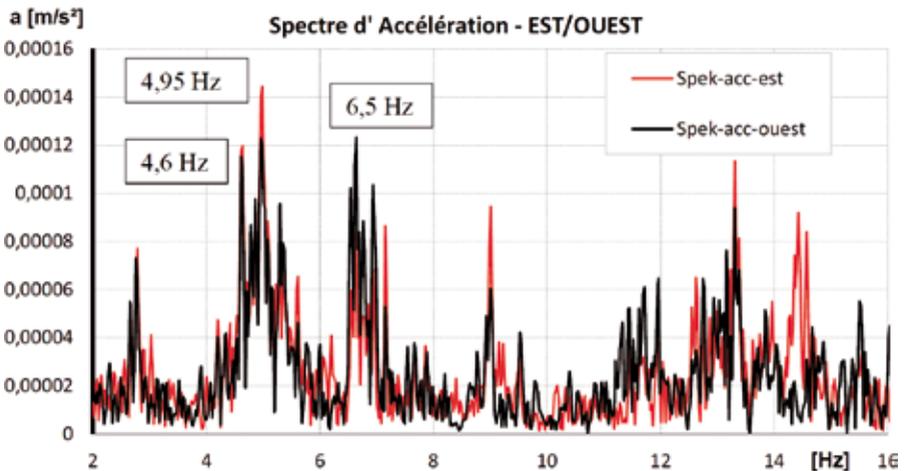
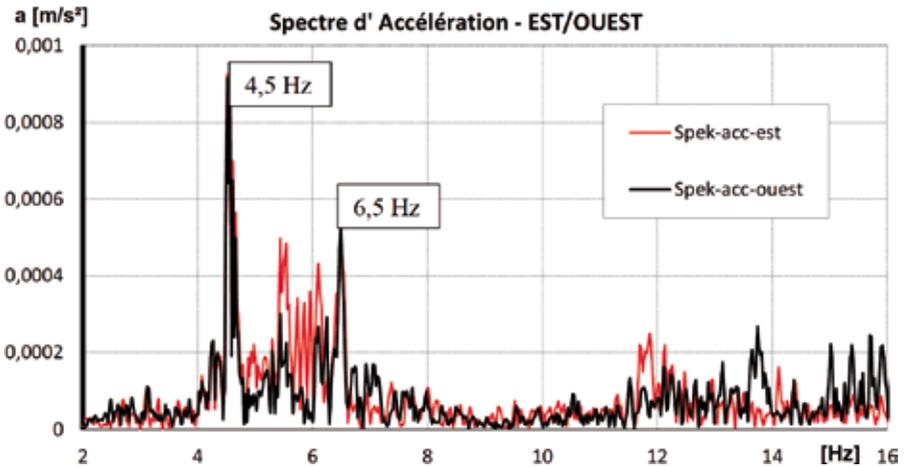


Bild 7 (oben): Ermittelte Eigenfrequenzen für das sanierte Feld 2 (FFT-Analyse)

Bild 8 (unten): Ermittelte Eigenfrequenzen für das unsanierte Feld 6 (FFT-Analyse)

4.4 Schwingbeiwert ϕ

Die Messungen wurden vergleichsweise mit Geschwindigkeiten von 5 km/h und 10 km/h durchgeführt. Bei höheren Geschwindigkeiten war eine Zunahme der Schwingungen zu beobachten, die sich auch in den Spannungsdifferenzen niederschlug. Daraus wurde ein Erhöhungsfaktor bestimmt ($\Delta\sigma$ 10 km/h / $\Delta\sigma$ 5 km/h), der für die einzelnen Fachwerkstäbe in

Tabelle 4 aufgeführt ist (hins. der Abkürzungen s. Tabelle 2). Vereinfachend lässt sich zusammenfassen, dass sich die Spannungsdifferenzen um etwa 2 % erhöhen, wenn die Züge mit 10 km/h statt mit 5 km/h über die Brücke fahren. Dies wird u. a. durch Querschwankungen des Zuges erzeugt, weil einzelne Schwellen nicht bündig auf dem HEB-Längsträger auflagen.

Tabelle 4: Experimentell ermittelter Schwingbeiwert φ ($v = 5 \text{ km/h}$ und $v = 10 \text{ km/h}$)

Diagonale / Träger	DG1	DG4	DG6	PDP	HEB	φ
Zug leer	0,98	1,00	1,01	1,01	1,02	1,00
Zug beladen	1,06	1,02	1,01	1,01	1,02	1,02
φ	1,02	1,01	1,01	1,01	1,02	

4.5 Auswertung der Fachwerkstäbe

Auf der Grundlage der Messungen sollten vom Auftraggeber weiterführende Ermüdungsnachweise geführt werden. Dazu mussten die extremen Spannungsdifferenzen so ermittelt werden, dass sie in den bestehenden Rechenalgorithmus eingefügt werden können [2].

Die Schnittkräfte N , M_y , M_z wurden durch das Büro Sogea-Satom Togo an einem räumlichen Stabwerk bestehend aus Einzelstäben idealisiert und berechnet. Ein Stab kann jedoch aus mehreren Profilen oder Stabgruppen zusammengesetzt sein, beispielsweise die Diagonalen aus 2 bis 4 L-Profilen, vgl. Tabelle 2. Für die jeweiligen Querschnitte wurden der Schwerpunkt und die Widerstandswerte berechnet (A , W_y , W_z). Als Ergebnisse ergeben sich die extremen Spannungen der Randfasern (Bild 9, gekennzeichnet mit X), die für die weiteren Ermüdungsnachweise verwendet wurden.

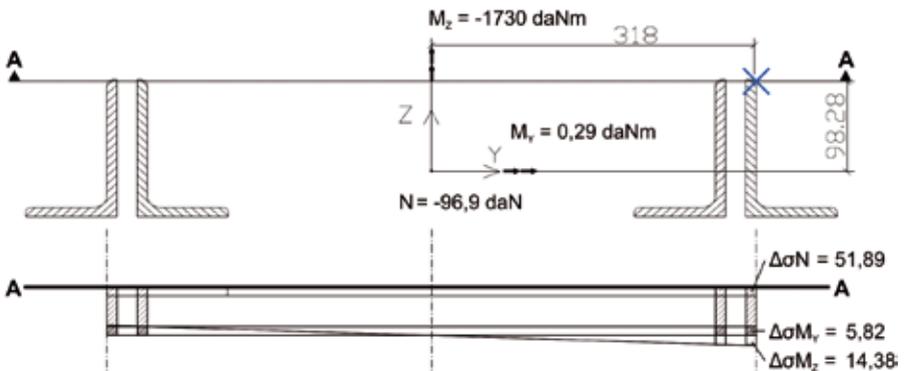


Bild 9: Ermittlung der maximalen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ [N/mm²] für DG1 – FE-Berechnung

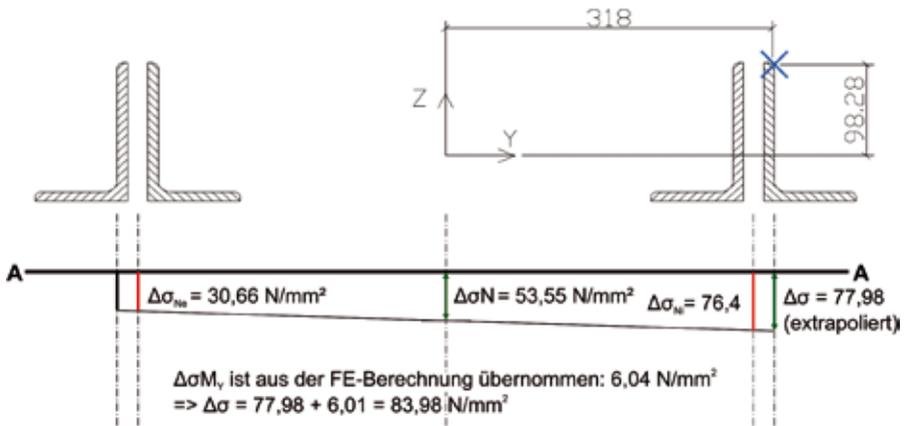


Bild 10: Ermittlung der maximalen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ [N/mm²] für DG1 – Messung

Für die Messungen konnten die Profile nicht in einem Stab idealisiert werden. Eine Diagonale besteht z. B. aus einer äußeren und einer inneren Gruppe von Profilen. An beiden Gruppen wurden jeweils die Dehnungen in der neutralen Faser gemessen, so dass es pro Diagonale (DG1, DG4 und DG6) jeweils zwei Ergebnisse $\Delta\varepsilon$ gibt. Über das Hooke'sche Gesetz $\sigma = \varepsilon \cdot E$ kann für jede Faser der Profile die Spannung ermittelt werden. Aus dem Verlauf können zum Vergleich die einzelnen Anteile $\Delta\sigma_{Nz}$ und $\Delta\sigma_{My}$ analog der theoretischen Berechnungen bestimmt werden (siehe Bild 10). Die Stelle der maximalen Spannung einer Randfaser ist durch "X" gekennzeichnet. Konnte ein Wert, z. B. $\Delta\sigma_{My}$, nicht direkt aus der Messung hergeleitet werden, wurde er auf der Basis der theoretisch ermittelten Werte linear interpoliert, z. B. im Verhältnis $\frac{\Delta\sigma_{Nz, \text{theoretisch}}}{\Delta\sigma_{Nz, \text{Messung}}}$.

5 Schlussfolgerung

Die Beanspruchung der Fachwerkstäbe sollte durch Messungen unter Betriebslasten bestimmt und mit den theoretischen Ergebnissen aus dem Ermüdungsnachweis verglichen werden. Dazu wurden als Stichprobe die Fachwerkstäbe ausgesucht, für die zuvor die jeweils geringste Restnutzungsdauer berechnet worden waren (DG1, DG4, DG6, PDP1 und HEB).

Um die theoretischen Ergebnisse mit den gemessenen Spannungsdifferenzen vergleichen zu können, mussten diese umgerechnet werden (vgl. Abschnitt 4.5). Die Ergebnisse sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Tabelle 5: Vergleich der Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma$ im sanierten Feld 2 – beladener Zug mit maximaler Achslast von 209 kN

Stab	Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma$	Theoretische Werte $\Delta\sigma$ [N/mm ²]		Extremwerte aus Messung $\Delta\sigma$ [N/mm ²]			
		Extremwert	je Schnittkraft	je Schnittkraft innen	Σ	je Schnittkraft außen	Σ
DG1	$\Delta\sigma N$	72,09	51,89	53,7	83,99	53,7	50,49
	$\Delta\sigma M_y$		5,82	6,0		6,0	
	$\Delta\sigma M_z$		14,38	24,3		-9,2	
DG4	$\Delta\sigma N$	75,1	57,10	49,0	47,72	49,0	54,25
	$\Delta\sigma M_y$		0,0	0,0		0,0	
	$\Delta\sigma M_z$		17,60	1,2		5,3	
DG6	$\Delta\sigma N$	85,75	68,50	70,2	84,46	70,2	60,45
	$\Delta\sigma M_y$		0,0	0,0		0,0	
	$\Delta\sigma M_z$		17,30	14,2		-9,8	
PDP	$\Delta\sigma N$	148,11	0,22	17,6	90,66		
	$\Delta\sigma M_y$		113,22	70,6			
	$\Delta\sigma M_z$		34,67	2,5			
HEB	$\Delta\sigma N$	112,23	44,20	34,5	87,54		
	$\Delta\sigma M_y$		67,80	52,9			
	$\Delta\sigma M_z$		0,20	0,2			

Außer für die beiden innen liegenden L-Profile der Diagonale DG1 wurden für alle Stäbe geringere Beanspruchungen als berechnet festgestellt. Diese Differenz kann damit begründet werden, dass für das Rechenmodell Vereinfachungen getroffen werden mussten, die auf der sicheren (ungünstigen) Seite lagen. So werden z. B. die Radlasten in Wirklichkeit über Schiene und Schwellen auf den Längsträger (HEB) verteilt eingetragen (Bild 11), während für das Rechenmodell Einzellasten verwendet worden sind, die direkt auf dem Längsträger wirkten.

Für die innen liegenden L-Profile der Diagonale DG1 wurde daher vorgeschlagen, diese wie Ober- und Untergurt ebenfalls auszutauschen.

Die Spannungsdifferenzen nahmen bei einer Geschwindigkeitserhöhung von 5 km/h auf 10 km/h um etwa 2 % zu. Die Ursache lag u. a. darin, dass die Schienenschwellen nicht überall bündig auf den HEB-Längsträgern auflagen und dadurch Querschwanke des Zuges entstanden sind. Es wurde daher empfohlen, die Schwellen zu unterfüttern, damit die Lebensdauer der Brücke nicht zusätzlich negativ beeinflusst wird. Des Weiteren wurde empfohlen, die Überfahrtsgeschwindigkeit weiterhin bei 5 km/h zu belassen, um so die Restnutzungsdauer zu verlängern.



Bild 11: Tatsächliche Lasteinleitung auf dem Längsträger (HEB)

6 Nachberechnung

Im Rahmen einer BSc-Thesis [4] wurde im Nachgang untersucht, welchen Einfluss die Modellbildung auf die berechneten Stabspannungen hat. Dabei wurden im Besonderen sowohl das statische System (Bild 12a und 12b) als auch die Idealisierung der Lasten (Einzel- oder Teilstreckenlasten) betrachtet. Letzteres berücksichtigt den realen Lastweg Rad-Schiene-Schwel len-Längsträger. Zusätzlich wurden am System auch die folgenden Einflüsse untersucht:

- ❑ Idealisierung des Fachwerks als biegesteifes / gelenkiges System,
- ❑ Idealisierung (Eingabe) der Aussteifungsbleche zwischen den Parallelstäben,
- ❑ Eingabe der Lagerungsbedingungen,
- ❑ Kopplungsbedingungen zwischen Quer- und Längsträgern.

Als Ergebnis konnte durch eine räumliche Eingabe des Systems und eine bessere Lastidealisierung eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentell gewonnenen Werten erreicht werden. Bereits die detaillierte Eingabe jedes Stabpaares (Bild 12b) und die verfeinerte Eingabe der Radlasten als Teilflächenlasten ergaben eine deutliche Reduktion der Spannungsdifferenzen und damit eine deutlich längere Restnutzungsdauer.

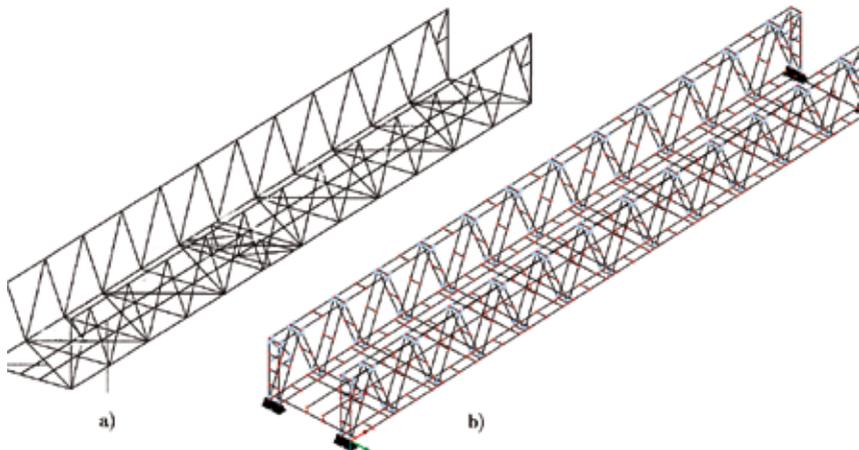


Bild 12: Verfeinerte Modellierung; a) einfaches räumliches Fachwerk, b) detailliertes, aufgelöstes Fachwerk, aus [4]

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die im Jahr 1960 erbaute Stahlfachwerkbrücke über den Togosee musste aufgrund von Korrosionsschäden und ihrer langen Betriebslaufzeit statisch neu bewertet werden. Man entschied sich für einen feldweisen Austausch der Ober- und Untergurte. Für alle Stäbe, die erhalten bleiben sollten (Diagonalen und Gleisrost), musste nachgewiesen werden, dass sie eine verbleibende Restnutzungszeit von mindestens 20 Jahren erfüllen.

Durch eine stark vereinfachte statische Berechnung der beteiligten Baufirma konnten diese Nachweise nicht zufriedenstellend erfüllt werden. Das Institut für Experimentelle Statik der Hochschule Bremen wurde daraufhin beauftragt, vor Ort Dehnungsmessungen durchzuführen, um das Rechenmodell verbessern zu können und den Sanierungserfolg zu verifizieren. Es wurde festgestellt, dass für fast alle Stäbe genügend Tragreserven vorhanden sind, um einen Weiterbetrieb für die nächsten 20 Jahre zuzulassen.

In einer Bachelor-Thesis [4] wurden mehrere Varianten eines FE-Modells untersucht und demonstriert, dass die experimentellen Ergebnisse auch durch eine Berechnung abgebildet werden können. Hierzu ist jedoch ein wesentlich größerer Aufwand bei der Modellbildung (System und Lastidealisierung) notwendig sowie eine Absicherung der Annahmen durch experimentelle Untersuchungen sinnvoll.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligten, Herrn Sander von Inros Lackner SE und dem Baubüro von Sogea-Satom vor Ort in Togo, die mit der Begleitung und Unterstützung der komplexen Aufgabe wesentlich zum Gelingen beigetragen haben.

Literatur

- [1] Lackner AG: Rapport d'appréciation des travaux de réparation du pont-rail sur la lagune. Bremen, 5.3.1986.
- [2] SOGEASATOM/EMCC: Resistance à la fatigue (NC 006). 25.4.2013.
- [3] Meyer, Ch.; Bosshard, M.; Brühwiler, E./Bosshard, M.; Steck, P.; Meyer, Ch.; Brühwiler, E.; Haldimann, S.: Nachweis der Ermüdungssicherheit von Brücken, Teile 1 und 2. Stahlbau 81 (2012) 7/11, S. 504–509/868–874.
- [4] Borm, L.: Tragwerksanalyse einer Stahl-Fachwerkbrücke zum Nachweis der Restnutzungszeit. BSc-Thesis, Hochschule Bremen, 06/2014 (unveröffentlicht).