

Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 116

The logo for 'bast' is written in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are closely spaced and have a slight shadow effect, giving it a three-dimensional appearance. The 'b' and 'a' are particularly prominent.

Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

von

Martina Schnellenbach-Held
Michael Peeters
Adrian Brylka
Silvia Fickler
Irina Schmidt

Universität Duisburg-Essen
Institut für Massivbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 116

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0543/2011/LRB:

Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

Fachbetreuung

Abdalla Fakhouri

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-95606-189-9

Bergisch Gladbach, September 2015

Kurzfassung – Abstract

Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens werden Überwachungskonzepte, die tragfähigkeitsrelevante Verstärkungen von Brückenbauwerken aus Beton dauerhaft überwachen und beurteilen sollen, entwickelt. Die praktische Umsetzung des Konzeptes erfolgt anhand einer Pilotanwendung. Die konzeptionellen Arbeitsschritte umfassen die Vorstellung der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkungsverfahren, die sich in der Praxis bewährt haben. Diese werden zusammengestellt und hinsichtlich der Anforderungen und Bedingungen für eine geeignete Überwachung analysiert. Daran anschließend werden die für eine Dauerüberwachung von Verstärkungsmaßnahmen geeigneten Sensoren dargestellt und für die wesentlichen Verstärkungsverfahren in Diagrammen zusammengefasst. Den Kernpunkt des Überwachungssystems stellt die Merkmalsextraktion und Diagnose aus den Messdaten dar. Dazu werden das Leistungsspektrum und die Unterschiede physikalischer und nichtphysikalischer Modelle unter Angabe von Vor- und Nachteilen analysiert. Auf der Grundlage der vorherigen Arbeitsschritte wird ein geeignetes Überwachungskonzept für die konkrete Umsetzung entwickelt und im Anschluss an der Talbrücke Germinghausen im Zuge der BAB 45 umgesetzt. Die Beurteilung der Funktion und Zuverlässigkeit des Überwachungssystems erfolgt dabei anhand der Wirksamkeit der vorhandenen Stahlaschen, der Effektivität bzw. Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung, des Einflusses der zusätzlichen externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahlaschen, sowie der dauerhaften Funktionsfähigkeit der zusätzlichen externen Vorspannung. Die Grundlage der Messdatenanalyse bildet der Vergleich von Messwerten innerhalb definierter Referenzzustände vor und nach der Verstärkung auf Basis der Regressionsanalyse. Insgesamt kann mit der Pilotanwendung gezeigt werden, dass sich das im Vorfeld erarbeitete Konzept unter Berücksichtigung der dargestellten Randbedingungen und vorgenommenen Anpassungen als geeignete Methode zur Überwachung und qualitativen Bewertung der Verstärkungsmaßnahme bewiesen hat.

Monitoring concepts in the frame of bearing capacity related strengthening of concrete bridge structures

In this research and development project concepts for the permanent monitoring and evaluation of bearing capacity related strengthening methods for concrete bridges are developed. The practical realization of the concept is based on a pilot application. The conceptual steps include the description of bearing capacity related strengthening methods, which have proved effective in practice. These methods are compiled and analysed with regard to requirements and conditions of an appropriate monitoring system. After that, suitable sensors for the permanent monitoring of strengthening measures are represented and summarized in diagrams for the essential strengthening methods. The central point of the monitoring system is the feature extraction and the diagnosis of the measured data. For that the range of performance and the differences between physical and non-physical models are analysed stating the advantages and disadvantages. Based on the previous steps, a suitable monitoring concept for the specific realization is developed. After that the concept is put into practice at the bridge "Germinghausen" in the course of the federal motorway 45 (BAB 45). The performance and reliability of the monitoring system is evaluated by reference to the effectiveness of existing steel plates, the efficiency respectively effectiveness of the additional external prestressing, the effect of the additional external prestressing on the existing steel plates and the permanent performance of the additional external prestressing. The basis of the measuring data analysis is to compare measured data within defined reference conditions before and after the strengthening by using the regression analysis. Overall the pilot application shows, that the concept developed has proven to be a suitable method for the monitoring and qualitative evaluation of the strengthening measure considering the represented boundary conditions and the adjustments that have been made.

Inhalt

1	Einleitung	7	2.6	Querschnittsergänzungen durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung	19
1.1	Allgemeines	7	2.6.1	Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk	19
1.2	Problemstellung und Zielsetzung	8	2.6.2	Anwendungsmöglichkeiten	19
2	Definition der Anforderungen und Bedingungen an Systeme zur Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen	8	2.6.3	Messparameter	19
2.1	Eigenschaften und Zustand der Bestandsbrücke	8	2.6.4	Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem	19
2.2	Besonderheiten und Eigenschaften von Verstärkungsverfahren	9	2.6.5	Fazit	20
2.3	Externe Vorspannung	9	2.7	In Nuten eingelegte schlaffe Bewehrung	20
2.3.1	Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk	9	2.7.1	Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk	20
2.3.2	Anwendungsmöglichkeiten	9	2.7.2	Einsatzzweck	20
2.3.3	Messparameter	10	2.7.3	Messparameter	20
2.3.4	Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem	12	2.7.4	Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem	20
2.3.5	Fazit	12	2.7.5	Fazit	20
2.4	Verstärkung durch Aufbringen einer zusätzlichen Ortbetonschicht	12	2.8	Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit mit Schubnadeln	20
2.4.1	Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk	12	3	Komponenten zur Datenerfassung und Signalvorverarbeitung	21
2.4.2	Anwendungsmöglichkeiten	13	3.1	Anforderungen an die Messsensoren	21
2.4.3	Messparameter	13	3.2	Sensoren für die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen	22
2.4.4	Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem	14	3.2.1	Sensoren zur Messung mechanischer Parameter	22
2.4.5	Fazit	14	3.2.2	Sensoren zur Messung physikalischer Parameter	26
2.5	Verstärken mit Stahllaschen und CFK-Lamellen	14	3.2.3	Sensoren zur Messung chemischer Parameter	26
2.5.1	Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk	14	3.2.4	Zukünftige Entwicklung in der Sensorik	26
2.5.2	Anwendungsmöglichkeiten	16	3.2.5	Zusammenfassung	28
2.5.3	Messparameter	16	3.3	Sensorposition und -anzahl	29
2.5.4	Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem	18	3.4	Sensornetze	29
2.5.5	Fazit	18			

3.4.1	Drahtlose Netze	29	6	Pilotanwendung	51
3.4.2	Drahtgebundene Netze	30	6.1	Beschreibung der Brücke	51
3.5	Messfehler/-ungenauigkeiten	30	6.1.1	Allgemeines	51
3.6	Messdauer und Abtastrate	30	6.1.2	Angaben zur Konstruktion	53
3.7	Methoden der Datenvor- verarbeitung	31	6.1.3	Bau- und Erhaltungsmaßnahmen.	53
4	Komponenten zur Extraktion von Merkmalen und Diagnose	32	6.1.4	Brückenzustand/Schäden.	54
4.1	Physikalische Modelle	32	6.1.5	Nachrechnung gemäß DIN-Fachbericht	54
4.2	Nichtphysikalische Modelle	33	6.2	Verstärkung des Überbaus.	55
4.2.1	Vergleich der Tragwerksreaktionen vor und nach der Verstärkung	33	6.3	Überwachungskonzept.	56
4.2.2	Datenauswertung mittels Clusteranalyse	34	6.3.1	Grundlagen.	56
4.2.3	Datenauswertung mittels Neuronaler Netze	36	6.3.2	Anordnung der Sensoren	58
4.2.4	Datenauswertung mittels Regressionsanalyse	39	6.3.3	Messeinrichtung und Daten- übertragung/-verwaltung.	64
4.3	Praxisorientierte Bewertung der Überwachungsmaßnahme	42	6.3.4	Belastungsversuche	67
5	Grundlagen zur Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen	42	6.4	Messdatenauswertung	69
5.1	Beurteilung tragfähigkeitsrelevanter Verstärkungsmaßnahmen.	42	6.4.1	Kompensation des Verkehr- und Temperatureinflusses.	69
5.2	Schwellwertüberwachung.	43	6.4.2	Belastungsversuche	71
5.2.1	Lokale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen.	43	6.4.3	Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen	72
5.2.2	Globale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen.	45	6.4.4	Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung	73
5.2.3	Überschreitungskriterien.	46	6.4.5	Einfluss der externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen.	75
5.3	Sensorplatzierung im Rahmen der Überwachung	48	6.4.6	Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung.	76
5.4	Kriterien für die Wahl des Überwachungskonzeptes	50	6.5	Überwachung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung	81
5.4.1	Installationsaufwand	50	6.6	Beurteilung des Überwachungs- konzeptes	85
5.4.2	Aufwand bei der Auswertung der Ergebnisse	50	7	Zusammenfassung und Ausblick	87
5.4.3	Genauigkeit und Anfälligkeit des Überwachungssystems.	51	8	Literatur	88
				Anhang	
				Anhang A: Regressionsgleichungen	98
				Anhang B: Messdaten	99

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Der starke Anstieg des Schwerlastverkehrs sowie die Belastungsansätze, die bei der Planung der Bauwerke anhand der gültigen technischen Regelwerke zugrunde gelegt wurden, haben dazu geführt, dass insbesondere Brückenbauwerke der 60er, 70er und 80er Jahre zum Teil nicht mehr den derzeitigen Anforderungen gewachsen sind und eine systematische Ertüchtigung von Brücken zwingend erforderlich ist [NAUM10].

Die Sicherstellung der Funktionsfähigkeit und Verkehrssicherheit von Ingenieurbauwerken wird durch die regelmäßige fachkundige Überwachung und Prüfung nach DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ gewährleistet. Gemäß Tabelle 1 sind regelmäßige Intervalle von Bauwerksprüfungen vorgesehen.

Die im sechsjährigen Zyklus anstehende Hauptprüfung ist dabei als eine umfassende Bauwerksbesichtigung zu bezeichnen. Mit kostenaufwendiger Ausrüstung müssen unter anderem Oberflächenrisse, Durchfeuchtungen, Hohlstellen oder Abplatzungen am Bauwerk untersucht werden [NAUM11]. Ergebnisse der Hauptprüfung sind nach der RI-EBW-PRÜF [BMVBS07] zu dokumentieren und zu bewerten. Für die statische Bewertung vorhandener Tragkapazitäten, -defizite oder -reserven des Brückenbestandes steht die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)“ [BMVBS11] zur Verfügung [MARZ11].

Über das Ziellastniveau wird das der Berechnung zugrunde gelegte Verkehrslastmodell gewählt

(siehe auch Bild 1). In Abhängigkeit der Zuordnung kann dann auf eine Restnutzungsdauer geschlossen werden. Die Einstufung der Brücke erfolgt in vier Stufen [MARZ11].

Viele ältere Brücken weisen gemäß Nachrechnungsrichtlinie nur noch eine eingeschränkte Funktionsfähigkeit auf. Ein guter Erhaltungszustand ist Voraussetzung für eine sinnvolle Verstärkung. Deshalb werden zur Entscheidungsfindung im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie die Varianten zur Verstärkung und Instandsetzung der Brücke skizzenhaft zusammengestellt, um auf dieser Grundlage eine Kostenschätzung durchzuführen. Es folgt ein Variantenvergleich nach der „Richtlinie zur Durch-

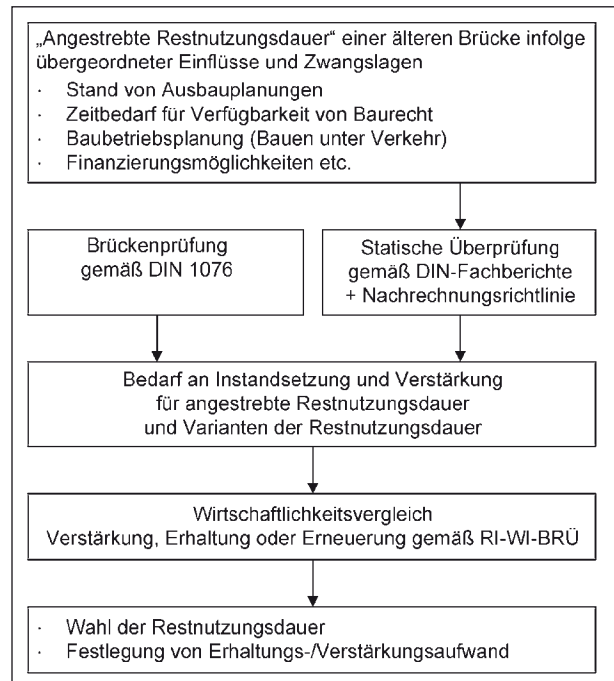


Bild 1: Ablaufschema für die Bestimmung der Restnutzungsdauer und des erforderlichen Erhaltungs- und Verstärkungsaufwands bei älteren Brücken gemäß Nachrechnungsrichtlinie [HAVE11]

Art der Überwachung und Prüfung	Fristen
Bauwerksprüfung <ul style="list-style-type: none"> • Hauptprüfung (H) • Einfache Prüfung (E) • Prüfung aus besonderem Anlass (S) 	<ul style="list-style-type: none"> • 1. H vor Abnahme, 2. H vor Ablauf der Gewährleistungspflicht (i. d. R. 5 Jahre nach Abnahme) anschließende H alle 6 Jahre • 3 Jahre nach der letzten H • bei besonderen Ereignissen
Bauwerksüberwachung <ul style="list-style-type: none"> • Besichtigung • Beobachtung • Laufende Beobachtung 	<ul style="list-style-type: none"> • jährlich in den Jahren ohne HP oder EP • 2-mal jährlich • im Rahmen der allgemeinen Überwachung

Tab. 1: Prüfung und Überwachung nach DIN 1076 [HAVE11]

führung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“ (RI-WI-BRÜ) und letztendlich die Entscheidung für die beste Variante [HAVE11].

Entsprechend den von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) initiierten Untersuchungen reichen bloße Instandhaltungen für eine Wiederherstellung eines nachhaltigen Brückenbestandes mit langer Restnutzungsdauer nicht aus [HAVE11].

1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Tragwerksverstärkungen bei älteren Brücken nehmen in Zukunft einen großen Stellenwert im Zuge der Erhaltung des Brückenbestandes ein. Die im Sinne der DIN 1076 zeitlich diskrete Bauüberwachung ist nur als erste Maßnahme für die frühzeitige Erkennung von Schädigungen zu bezeichnen. Mit dem Hintergrund der fortschreitenden technischen Möglichkeiten mittels Instrumentalisierung stellen diese Prüfungen lediglich eine grobe Untersuchung des Bauwerks dar. Subjektive Empfindungen und Erfahrungen des Bauwerksprüfingenieurs können zu fehlerhaften Schlussfolgerungen oder nicht erkannten Schäden führen, die in die Bewertung mit einfließen [BESA04].

Bei einer Verstärkungsmaßnahme werden strukturelle Eingriffe in das Tragwerk vorgenommen. Anhand einer visuellen Überwachung kann das durch die Verstärkung hervorgerufene veränderte Tragwerksverhalten nur eingeschränkt erfasst werden. Um objektive Informationen über den Zustand der Verstärkung und des Bauwerks zu erhalten, müssen automatisierte Methoden bei der Bauwerksüberwachung (Structural Health Monitoring, SHM) zum Einsatz kommen. Zu einer effizienten Nutzung der zur Verfügung stehenden Haushaltsmittel des Bundes werden deshalb im Rahmen dieses Forschungsvorhabens Überwachungskonzepte zur Beurteilung von derzeit gängigen tragfähigkeitsrelevanten Verstärkungen bei Brückenbauwerken aus Beton erstellt, um eine gegebenenfalls auftretende Abnahme der Wirksamkeit der Verstärkung zu identifizieren (siehe Bild 2).

Das vorliegende FE-Vorhaben gliedert sich in einen konzeptionellen und einen praktischen Teil. In den konzeptionellen Arbeitsschritten werden zunächst geeignete Überwachungssysteme für tragfähigkeitsrelevante Verstärkungsverfahren ausgewählt. Ausgehend davon können die Nutzungsmöglichkei-

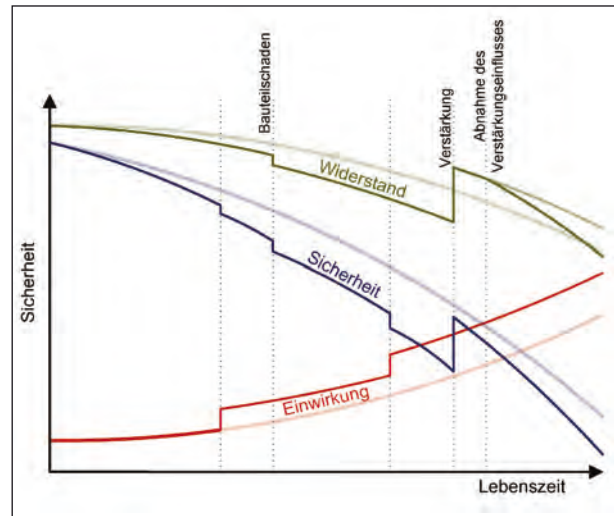


Bild 2: Qualitative Darstellung des Sicherheitsverlustes während der Lebensdauer eines Brückenbauwerks durch Abnahme der Tragwirkung aus Verstärkung

ten der Messergebnisse im Hinblick auf die Beurteilung von Verstärkungsmaßnahmen analysiert werden. Abschließend erfolgt die Detailplanung des Überwachungssystems für eine Pilotanwendung. Dieser praktische Teil besteht aus der Umsetzung des zuvor erarbeiteten Konzepts an einem realen Bauwerk.

2 Definition der Anforderungen und Bedingungen an Systeme zur Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Die Planung einer Überwachung setzt die Kenntnis der Struktureigenschaften des Brückenbauwerkes sowie der Eigenschaften der Verstärkungstechnik voraus. Im Folgenden werden tragfähigkeitsrelevante Verstärkungsverfahren, die sich in der Praxis bewährt haben, zusammengestellt und hinsichtlich einer messtechnischen Überwachung analysiert.

2.1 Eigenschaften und Zustand der Bestandsbrücke

Um die Einflüsse der Verstärkung auf die Bestandsbrücke möglichst genau erfassen zu können, sind vor Beginn der Überwachung die Bauwerkeigenschaften und der gegenwärtige Zustand der Brücke zu bestimmen. Informationen zur Konstruktion (z. B. verwendete Materialien aus Prüfzeugnissen und Lieferscheinen), zur Errichtung des Bau-

werks (z. B. Besonderheiten der Baustelle sowie außergewöhnliche Vorkommnisse aus den Bautegebüchern [SPHE12]) und zu bisherigen Instandsetzungsmaßnahmen dienen der Verifikation der Bauwerkseigenschaften. Mögliche (un-)gewollte Einspannungen, Änderungen des statischen Systems (beispielsweise unberücksichtigte Setzungen) und weitere strukturelle Einflüsse sind kritisch zu hinterfragen.

Ingenieurbauwerke, insbesondere die zu verstärkenden Brücken, weisen häufig Schäden an unterschiedlichen Stellen des Tragwerks auf, die in einer Änderung des Tragverhaltens resultieren. Die Zustandsbestimmung des Brückenbauwerks kann aus den relevanten Unterlagen (z. B. Bauwerksbuch oder Prüfberichte der Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076) erfolgen. Unter Umständen können Belastungsversuche zur Verifikation des Bauwerkszustandes beitragen. Weiterhin ist es erforderlich, sich vor Ort einen möglichst objektiven Überblick über das Bauwerk zu verschaffen. Hier sollen Schäden nochmals visuell begutachtet werden.

2.2 Besonderheiten und Eigenschaften von Verstärkungsverfahren

Verstärkungen lassen sich grundsätzlich in lokale (Verbesserung eines örtlichen begrenzten Bauteilbereiches) und globale (Verstärkung des gesamten Tragwerks in Längs- und/oder Querrichtung) Maßnahmen aufteilen [HAVE11]. Die verwendeten Materialien weisen meist ein unterschiedliches lastabhängiges bzw. lastunabhängiges Verformungsverhalten auf. Der Werkstoff Beton zeigt beispielsweise im Vergleich zu CFK-Lamellen ein ausgeprägtes zeitabhängiges Verhalten. Bei nachträglich aufbetonierten Schichten entzieht sich der neue Beton mit der Zeit durch Schwinden und Kriechen teilweise der Mitwirkung [SCBL11]. Neben den Verkehrslasten wirken sich insbesondere Temperatureinwirkungen unterschiedlich auf das Bauteilverhalten aus. Die Gründe für die Verstärkung eines Brückenbauwerks sind im Wesentlichen ([ZZBE04], [SCPS10]):

- technische Regeln, die nach heutiger Sicht überholt sind (z. B. durch Weiterentwicklung des Kenntnisstandes identifizierter Schwachstellen),
- Tragfähigkeitsminderungen aufgrund schadhafter Abdichtungen (z. B.: Bewehrungskorrosion),

- Erhöhung der Tragfähigkeit durch Nutzlaständerung (z. B. Schwerlastverkehr),
- nicht rechtzeitig durchgeführte Erhaltungsmaßnahmen, trotz steigender Verkehrs- und Umweltbeanspruchungen,
- Fehler bei der Bauausführung bzw. Tragwerksplanung sowie
- die Tragwerksalterung.

2.3 Externe Vorspannung

2.3.1 Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk

Die Verstärkung mit extern vorgespannten Spanngliedern stellt in den letzten Jahren bei zahlreichen Brücken eine bewährte Technik dar, um Bauwerkschäden entgegenzuwirken und einen Tragfähigkeitsgewinn zu erzielen ([BERG00], [GRAE11]). Im Detail bietet die externe Vorspannung folgende Möglichkeiten:

- Steigerung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit,
- Verringerung der Rissbreiten,
- Verringerung der Tragwerksverformung.

Die externe Vorspannung wird über Verankerungskonstruktionen bzw. Umlenkstellen in den Brückenoberbau eingeleitet. Die Führung der Spannglieder ist zwischen diesen Punkten praktisch geradlinig [WICK01]. Die Spannglieder können in Querträger (die zusätzlichen Spannkräfte werden von einem vorhandenen oder verstärkten (End-)Querträger aufgenommen) und in nachträglich angebrachten Ankerblöcken bzw. Querträgern verankert werden (siehe Bild 3).

2.3.2 Anwendungsmöglichkeiten

Globale Verstärkung

Bei mittleren und größeren Spannbetonbrücken kann die externe Vorspannung für die Verstärkung des Tragwerks in Längsrichtung an das Bauwerk appliziert werden [HAVE11].

Lokale Verstärkung

Für Sanierungsarbeiten von Koppelfugen bei Spannbetonbrücken können externe Spannglieder

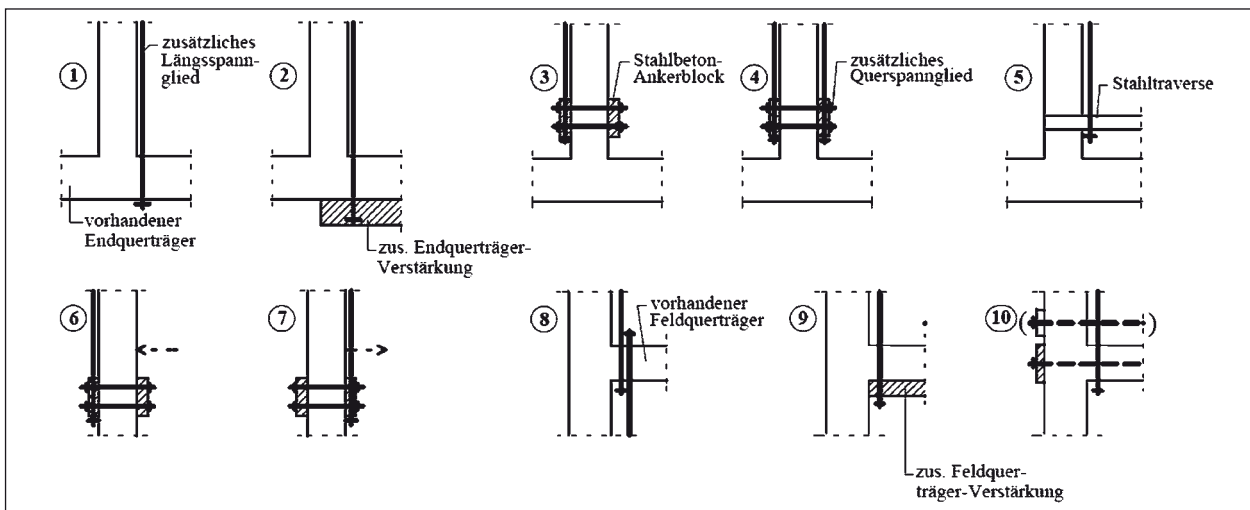


Bild 3: Möglichkeiten zur nachträglichen Verankerungen von externen Spanngliedern [ZECH05]

lokal an das Tragwerk angebracht werden. Durch das abschnittsweise Einbohren von Spanngliedern in den Überbau der Brücke (z. B. in den Steg) besteht zudem die Möglichkeit, die Schubtragfähigkeit des Brückenbauwerks zu steigern (siehe Kapitel 2.8) [HAVE11].

2.3.3 Messparameter

Im Gegensatz zur Vorspannung im Verbund, wo punktuelle Verbundausfälle über die sonst kontinuierliche Kräfteinleitung in das Bauwerk kompensiert werden, führt der lokale Ausfall einer Verstärkungskomponente (Verankerungskonstruktion, Verbund, Spannlitzen) bei der externen Vorspannung zu einer Abnahme des Einflusses der Verstärkung auf das Brückenbauwerk. Zur Beurteilung des Einflusses dieser Verstärkungstechnik auf das Gesamttragwerk können die folgenden möglichen Messparameter dienen:

Relativverformungen zwischen Ankerkörper und Bestand

Eine steigende Relativverformung zwischen Ankerkörper und Bestand deutet auf ein mögliches Aufreißen der Fuge hin. In Bild 5 links werden anhand eines vereinfachten Systems die möglichen lokalen Verformungen eines nachträglich angebrachten Ankerblocks dargestellt. Auch bei vorhandenen Querträgern können Verformungen infolge der nachträglichen Einleitung der Vorspannung gemessen werden, um Schadensentstehungen zu detektieren [NAWA12].

Als Beispiel für das Versagen der Fuge zwischen einem anbetonierten Querträger und der Be-

standskonstruktion ist die mehrfeldrigen Sechshelden-Plattenbalkenbrücke in Spannbetonbauweise im Zuge der A 45 zwischen der Anschlussstelle Dillenburg und Haiger-Burbach zu nennen. Wie in Bild 4 links zu erkennen ist, wurden zur Einleitung der Spannkräfte in den Brückenoberbau Betonankerblöcke gegen die Stege quervorgespannt, wobei sich in kurzer Zeit nach der Fertigstellung ein Endankerblock löste (siehe Bild 4 rechts) [HESS11].

Risse am Ankerkörper bzw. am Bestandtragwerk

Im Rahmen von Versuchen wurden neben dem Aufreißen der Fuge auch Rissbildungen sowie Betonabplatzungen infolge hoher Zug- bzw. Druckbeanspruchungen an einem nachträglich anbetonierten Prüfkörper beobachtet (siehe Bild 5 rechts) [ZECH05]. Diese stark beanspruchten Bereiche können durch entsprechende Messungen (z. B. Dehnungen) überwacht werden.

In Bild 6 ist die Spannungsverteilung in dem Plattenbalkensteg einer Bestandsbrücke mittels FE-Modellierung dargestellt. Es wird deutlich, dass die exzentrische Lasteinleitung lokale Zugspannungen in dem Steg hervorruft. Die Überschreitung der Betonzugfestigkeit kann zu Rissen in diesen Bereichen führen, die z. B. mittels optischen Verfahren überwacht werden können (siehe Kapitel 3.2).

Rissbreite im Koppelfugenbereich

Bei der Instandsetzung von Koppelfugen wird durch die kontinuierliche Messung der Rissbreite der Einfluss der Verstärkung bestimmt. So kann erkannt



Bild 4: Nachträglich anbetonierte Umlenkstellenkonstruktion [GRAE11] (links), Versagter Endankerblock an der Talbrücke Sechshelden [HELL11] (rechts)

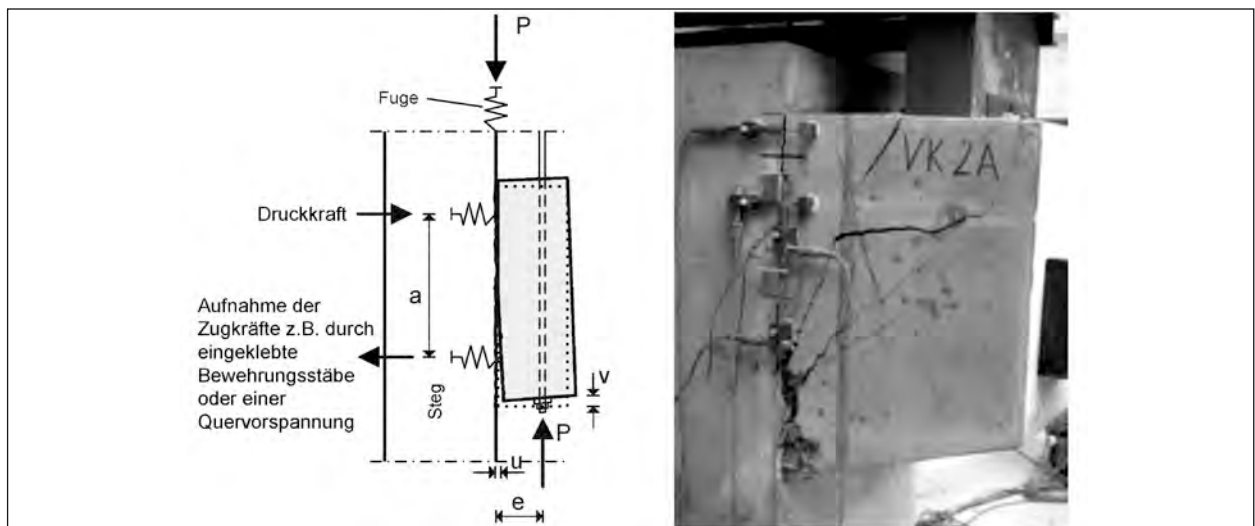


Bild 5: Vereinfachtes System zur Beschreibung der infolge Vorspannung entstehenden Verformungen und Verdrehungen eines Endankers (links), mögliche Bruchszszenarien [ZECH05] (rechts)

werden, ob sich eine Reduzierung der Rissbreite dauerhaft einstellt oder ob die Rissbreite nach erfolgter Instandsetzung wieder zunimmt. Die Applikation des Sensors kann nachträglich erfolgen.

Verformung des Tragwerks

Eine nachträgliche Vorspannung beeinflusst das Verformungsverhalten des Tragwerks. Durch Messung der Durchbiegung oder der Querschnittsneigung kann die Effektivität der Maßnahme beurteilt werden.

Kraft im Spannglied

Bei einem Abfall der Kraft im Spannglied kann auf ein mögliches Versagen des Ankerkörperbereiches oder der Spannglieder geschlossen werden. Die Kraftänderung kann z. B. direkt gemessen (siehe Kapitel 3.2.1) werden. Um die absolute Kraft in dem

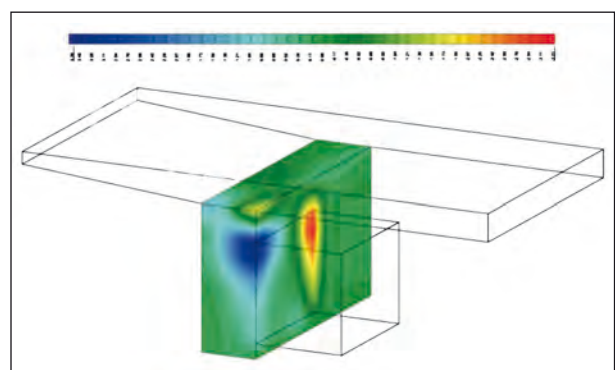


Bild 6: Spannungsverteilung in einem Plattensteg einer Brücke infolge eines nachträglich anbetonierten Festankers

Spannglied mittels Dehnungsmessung zu bestimmen, muss das Messinstrument bereits vor der Verstärkungsmaßnahme appliziert werden. Eine nachträgliche Applikation ermöglicht dagegen nur die Messung einer relativen Dehnung (= Dehnungsänderung des Spanngliedes).

Schwingbeschleunigung des Bauwerks

Eine Erfassung möglicher Schäden an der Verstärkung oder Veränderungen in der Spannkraft ist durch dynamische Messungen aufwendig. In [HCHF06] wurde eine Autobahnbrücke im Zuge des Ersatzes sukzessiv in Form von Spannglieddurchtrennungen geschädigt. Anhand einer statischen und dynamischen Messung konnte festgestellt werden, dass die modalen Parameter sich nur unwesentlich ändern – die Verformungs- und Dehnungsmessungen sprachen jedoch sehr sensibel an. Zudem bereiten Temperatur- und Feuchtigkeitseinflüsse erhebliche Schwierigkeiten bei der Analyse von dynamischen Systemeigenschaften.

Temperaturmessung

Mit der Messung der Temperatur (Bauwerks- und Lufttemperaturen) soll die Korrelation zwischen Tragwerksreaktion und Temperaturbeanspruchung bestimmt werden.

2.3.4 Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem

Die Bedingungen für das Überwachungssystem sind im Wesentlichen von der Lage der Spanngliedführung am Bauwerk abhängig. Bei Brückenbauwerken mit Plattenbalkenquerschnitt sind die Spannglieder den Umwelt- und Witterungseinflüssen ausgesetzt. Spannglieder innerhalb von Hohlkästen sind von diesen Einflüssen meist geschützt. Selbst in heißen Sommerperioden sind durch die Pufferwirkung des Betons innerhalb des Hohlkastenquerschnitts keine hohen Lufttemperaturen zu erwarten [WEIH07]. Außerhalb eines Hohlkastens können Spannglieder dagegen der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt sein und sich auf Grund der meist schwarzen Färbung der Hüllrohre zusätzlich durch Absorption erwärmen [WICK01]. Dieser Einfluss auf die Messinstrumente sowie die entlang der Hüllrohre angebrachten Kabelleitungen ist durch geeignete Maßnahmen zu kompensieren. Zudem können die frei zugänglichen Messinstrumente infolge Vandalismus oder Brand beschädigt werden. Für gewöhnlich sind Spannstähe mit einer Umhüllung aus Kunststoff (z. B.: HDPE – High Density Polyethylene) für den Korrosionsschutz und die Beständigkeit gegenüber der UV-Strahlung versehen [WICK01]. Um die Dehnung der Spannlitzen zu messen, ist eine Beschädigung dieser Umhüllungen unumgänglich. Deshalb müssen Maßnahmen getroffen werden, den Korrosionsschutz nachträglich zu realisieren.

2.3.5 Fazit

Externe Spannglieder bilden eine wartungs- und instandhaltungsfreundliche Verstärkungstechnik, die aufgrund der freien Zugänglichkeit eine einfache Applikation von Messsensoren zulässt. Die Möglichkeiten zur Erfassung relevanter Überwachungsparameter sind sehr vielfältig. Insbesondere sind die Entwicklungen von Sensoren zur direkten Messung der Spannkraft (siehe Kapitel 3.2) für eine automatisierte Überwachung der Spannglieder interessant.

Beschädigungen infolge der Applikation von Verankerungselementen am Bestand (z. B. durch das Trennen der vorhandenen Bewehrung bzw. Spannlitzen) sind zu vermeiden. Die Einleitung der hohen Vorspannkraft in die Bestandskonstruktion kann lokale Risse an der Bestandskonstruktion hervorrufen. Hieraus folgen lokale Steifigkeitsverluste, die eine Änderung des Bauwerksverhaltens bewirken. Zusammengefasst kann eine Überwachung der Verstärkung mit externer Vorspannung empfohlen werden.

2.4 Verstärkung durch Aufbringen einer zusätzlichen Ortbetonschicht

2.4.1 Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk

Das Aufbringen einer nachträglichen Ortbetonschicht führt zu einer Steigerung der Biegetragfähigkeit des Brückenbauwerks. Bild 7 zeigt einen Einfeldbalken, welcher durch eine nachträgliche Aufbetonschicht verstärkt wird.

Aufgrund der Belastung entstehen durch die Relativverschiebung Δl zwischen dem Alt- und dem Neubeton zwangsläufig Reibung/Schubbeanspruchungen in der Betonierfuge. Der Verbund ist von der Fugentragfähigkeit abhängig, welcher sich aus drei Anteilen zusammensetzt:

Haftverbund bzw. Adhäsion

Bei dem Betoniervorgang entsteht durch die Adhäsion („Anhaften“) des aufgetragenen Ortbetons auf den Altbeton ein Haftverbund. Dieser besteht aus der spezifischen Adhäsion (physikalisch-chemische Wechselwirkung auf molekularer Ebene) sowie aus der mechanischen Adhäsion (bewirkt nach der Aushärtung eine mikromechanische Verzahnung durch

Eindringen der flüssigen Bestandteile des Frischbetons). Ein Versagen der Fuge, bei der zwei Bauteile lediglich durch Adhäsion aneinander haften erfolgt schlagartig und ist kaum über die Verschiebung messbar [ZIZE10].

Reibung

Die in Abhängigkeit der Oberflächenrauigkeit sowie infolge des Eigengewichts des Aufbetons und der zusätzlichen Auflast aktivierte Reibung zwischen den beiden Oberflächen trägt zur Tragfähigkeit der Schubfuge bei [SEHE09].

Dübel- bzw. Klemmwirkung der Verbundbewehrung bzw. -dübel

Ein zusätzlicher Widerstand gegen die gegenseitige Verschiebung in der Fuge wird durch die Anordnung von Bewehrung oder Verbunddübeln [HILT06] erreicht. Im Wesentlichen besteht dieser Widerstand aus dem Traganteil infolge der Dübel- und der Klemmwirkung [SEHE09].

Unter Berücksichtigung genannter Anteile kann ein monolithischer Verbund erzielt werden, der im Querschnitt einen linearen Dehnungsverlauf hervorruft (siehe Bild 7 unten).

2.4.2 Anwendungsmöglichkeiten

Globale Verstärkung

Verstärkungen durch das Aufbringen einer zusätzlichen Druckzone finden häufig bei Stahlbetonbrücken mit kleinen Stützweiten zur Steigerung der

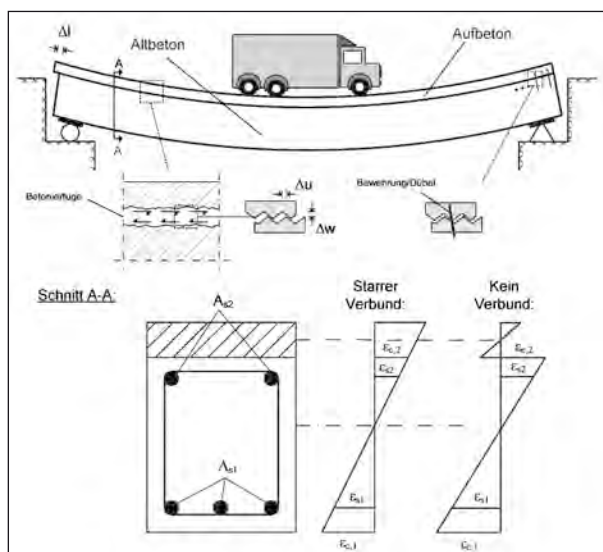


Bild 7: Verhalten einer Einfeldbrücke mit einer zusätzlichen Ortbetonschicht und mögliche Messparameter

Tragfähigkeit Anwendung [HAVE11]. Im Feldbereich wird durch den Aufbeton der innere statische Hebelarm vergrößert und die Betondruckzone erhöht. Zudem kann durch Bewehrungszuglagen auch im Bereich der Zwischenauflager die Biegetragfähigkeit gesteigert werden.

Lokale Verstärkung

Für Instandsetzungsmaßnahmen wird in Bereichen von Schäden auf der Fahrbahnplatte (z. B. durch Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion) nach Abtrag des geschädigten Materials eine Betonschicht aufgebracht.

2.4.3 Messparameter

Aufgrund unterschiedlicher Betoneigenschaften von Alt- und Neubeton werden beide Teilquerschnitte ungleichmäßig beansprucht. Bei vorgespannten Brückenbauwerken sind Kriechverformungen des Spannbetonbauteils zu berücksichtigen, da sich ein Teil der Vorspannung in den nachträglich aufbetonierten Teilquerschnitt umlagert [ZIZE10]. Es werden im Folgenden Messparameter zusammengetragen, die eine Überwachung beider Teilquerschnitte zulassen.

Relativverformungen zwischen Aufbeton und Altbeton

An freien Rändern entstehen vertikal zur Verbundfuge örtlich konzentrierte Zugkräfte [HAFE11]. Ein durch Schwindverkürzungen hervorgerufenen Aufklaffen der Fuge an den Plattenrändern kann durch die Messung der vertikalen Relativverformung überwacht werden. Auch die horizontale Verschiebung der beiden Teilquerschnitte könnte als Messparameter zur Beschreibung des Verbundes genutzt werden (siehe Bild 7).

Dehnung der eingelegten Bewehrung

Die Beanspruchung der eingelegten Bewehrung kann mittels Messung der Dehnung bestimmt werden. Die Sensoren müssen vor dem Aufbetonieren der neuen Schicht an der Bewehrung angebracht werden. Für das nachträgliche Anbringen eines Sensors muss die Betondeckung entfernt werden.

Korrosionsmessung

Wenn das Aufbetonieren einer neuen Schicht zusätzlich für die nachträgliche Instandsetzung des

Bestandes genutzt wird, kann eine Überwachung dazu beitragen, mögliche Korrosionserscheinungen an diesen beschädigten Stellen zu erkennen. Auch während des Betoniervorganges setzt durch das mögliche Eindringen von chloridhaltigem Wasser in die Fugen ein Korrosionsprozess ein. Die Korrosionsaktivität kann durch Anbringen von Sensoren vor dem Aufbetonieren gemessen werden. Auch für eine nachträgliche Applikation in den Altbeton wurden Sensoren entwickelt (siehe Kapitel 3.2.3).

Verformung des Tragwerks

Durch das Aufbetonieren erhöht sich die Biegesteifigkeit des Gesamttragwerks. Diese Steigerung kann unter Berücksichtigung des erhöhten Eigengewichts durch die Messung der Tragwerksverformung beurteilt werden.

2.4.4 Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem

In der Regel werden Verstärkungen mit zusätzlichem Aufbeton bei Plattenbrücken und Plattenbalkenbrücken eingesetzt. Das Überwachungssystem ist somit der Umwelt ausgesetzt. Sensoren sind in dem Betonquerschnitt geschützt. Bei einem Ausfall ist der Austausch dieser Sensoren aufwendig. Hinsichtlich der meist nachträglich an den Rändern angebrachten Brückenkappe (siehe Bild 8) ist die Messung der Relativverformung zwischen Auf- und Altbeton schwierig bzw. nicht praktikabel umzusetzen.

2.4.5 Fazit

In mehreren Versuchsserien konnte gezeigt werden, dass der Aufbeton bei entsprechend vorbereitetem Untergrund (z. B. durch das Aufräuen der

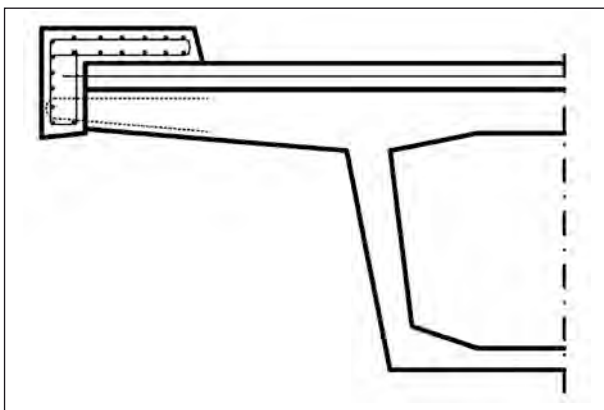


Bild 8: Kappe bei einem nachträglich aufbetonierten Teilquerschnitt

Fugenoberfläche) und entsprechenden konstruktiven Maßnahmen (z. B. höhere Haftverbundfestigkeiten durch hochfesten Beton als Ergänzungs- beton [MUEL09] oder Verwendung eines schwindarmen Betons) eine für den Brückenbau kraftschlüssige Verbindung mit dem Bestandsbeton ein- geht [HAFE11]. Bei sorgfältiger Ausführung kann von einem starren Verbund zwischen dem Aufbeton und dem Altbeton ausgegangen werden. Eine Überwachung ist in der Regel nicht notwendig. Zudem wird wegen der erforderlichen Sperrung der Brücke und des Aufwandes dieses Verstärkungs- verfahrens selten in Betracht gezogen.

2.5 Verstärken mit Stahllaschen und CFK-Lamellen

2.5.1 Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk

Seit den 1990er Jahren ermöglicht der kohlenstoff- faserverstärkte Kunststoff (CFK) angesichts seiner Materialeigenschaften (geringes Eigengewicht, hohe Zugfestigkeit und Bruchdehnung, Korrosions- unempfindlichkeit, Widerstand gegenüber chemi- schen Einwirkungen, geringer Temperaturdeh- nungskoeffizient und elektromagnetische Indiffe- renz) eine große Anwendungsvielfalt im Bereich der Verstärkung von Massivbauteilen [ANMA05]. Im Wesentlichen kommen CFK-Lamellen bei Bauteil- verstärkungen in drei Formen zur Anwendung:

- schlaff aufgeklebte CFK-Lamellen,
- schlaff eingeschlitzte CFK-Lamellen,
- vorgespannte CFK-Lamellen.

Bei den genannten Verfahren wird mit einem sys- temgeprüften Epoxidharzkleber die Lamelle schub- fest im Bereich der Biegezugzone an das Beton- bauteil appliziert. Das Stahlbetonbauteil erhält in Ergänzung zur linear-elastisch-plastischen Innen- bewehrung aus Betonstahl einen zusätzlichen ideal-elastischen Zuggurt.

Im Gegensatz zu Lamellen aus CFK finden Laschen aus Stahl im Allgemeinen bei der Verstärkung von Brückenbauwerken keine Anwendung mehr. Bei durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen kam es zu Ablöse- sowie Korrosionserscheinungen an den applizierten Stahllaschen [SCPS10]. Im Rahmen dieses FE-Vorhabens werden daher ausschließlich Überwachungsmöglichkeiten bei mit CFK-Lamellen verstärkten Brücken untersucht.

Schlaff aufgeklebte CFK-Lamellen

Auf Stahlbetonbauteile aufgeklebte CFK-Lamellen bilden eine querschnittmäßige Vergrößerung der Zugzone. Die geklebte Lamelle hat bei der Verstärkung von Biegebauteilen grundsätzlich die gleiche statische Funktion wie die Innenbewehrung. Damit verleiht die Lamelle der Konstruktion eine höhere Biegetragfähigkeit und Verformungssteifigkeit.

Hinsichtlich der Verbundtragwirkung ist eine differenzierte Betrachtung erforderlich. Die Verbundtragwirkung geklebter Lamellen unterscheidet sich grundlegend von der Wirkungsweise einbetonierter Betonstahlbewehrung. Da die Lamellen auf die Betonoberfläche aufgeklebt werden, entfällt die Aktivierung günstig wirkender Querdruckspannungen aus Verschiebungen entlang der Verbundrißfuge. Aus der Unebenheiten der Betonoberfläche resultieren Umlenkkräfte an den Lamellen, welche Quersugspannungen in der Betonoberfläche hervorrufen. Die Oberflächenzugfestigkeit des Betons stellt somit eine wichtige Einflussgröße dar, die für die große Sprödigkeit des Lamellenverbundes mitverantwortlich ist [PIEP05].

Auch der Verbund ist ein entscheidender Faktor für die Wirksamkeit der Verstärkung mit aufgeklebten Lamellen. Bild 9 beschreibt die Verbundkraftübertragung an den Elementen zwischen Biegerissen anschaulich und realitätsnah. Im Bereich dieser sogenannten Zwischenrisselemente herrscht eine Grundlamellenkraft, die in Richtung des höher beanspruchten Rissufers anwächst. Diese zusätzliche Lamellenkraft muss über Verbund in das Bauteil eingeleitet werden [FINC12].

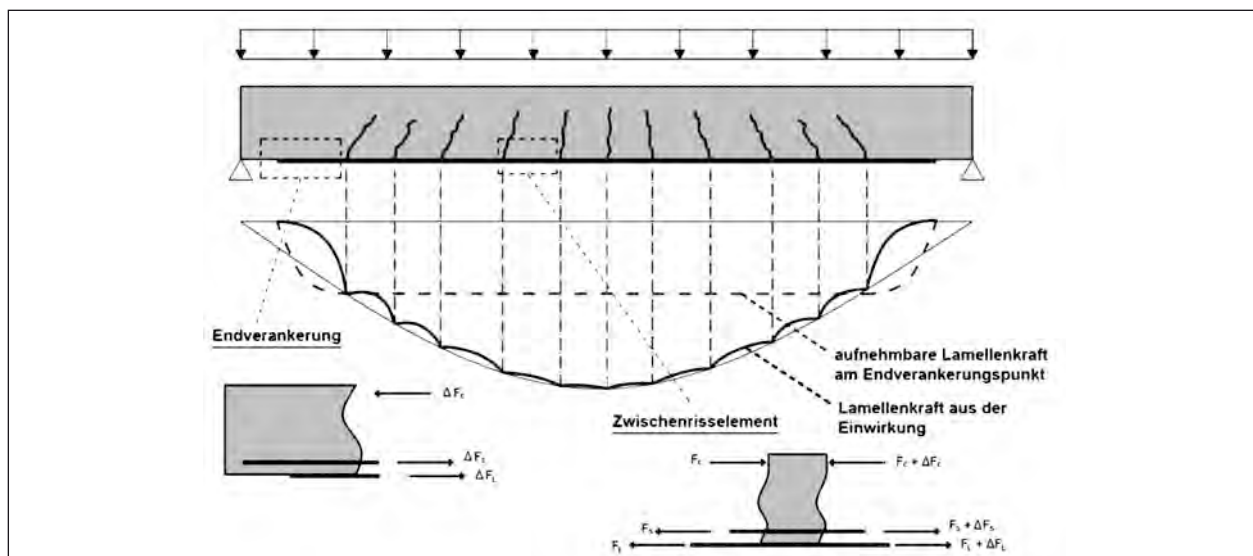


Bild 9: Prinzip der Verbundkraftübertragung bei mit CFK-Lamellen verstärkten Bauteilen [FINC12]

Eingeschlitzte CFK-Lamellen

Durch das Verkleben in vorher eingeschlitzte Nuten erfolgt eine Zunahme der Tragfähigkeit und Duktilität des Verbundes zwischen der Lamelle und dem Bauteil. Während bei oberflächlich aufgeklebten CFK-Lamellen der Verbund zwischen Lamelle und Beton traglastbestimmend wird (bei bereits geringen Unebenheiten und Rissversätzen können sich die Lamellen an der Betonoberfläche ablösen und damit vollständig ausfallen), wird mit eingeschlitzten Lamellen die Zugfestigkeit des CFK-Materials voll ausgenutzt [BLAS01]. Der Einfluss auf die Tragfähigkeit ist mit dem einer oberflächlich auf das Bauteil aufgeklebten CFK-Lamelle zu vergleichen.

Vorgespannte CFK-Lamellen

Während schlaff aufgeklebte Lamellen im Wesentlichen die Tragfähigkeit erhöhen, wird durch die Vorspannung zusätzlich die Bauwerksverformung positiv beeinflusst. Die Spannkraft bewirkt, wie auch bei herkömmlichen Spannritzen, eine günstige Veränderung des Eigenspannungszustandes. Gleichzeitig wird die hohe Zugfestigkeit des Materials ausgenutzt [PIEP05].

Trotz dieser positiven Eigenschaften bereitet das Verfahren durch das Spannen der Lamellen auf-

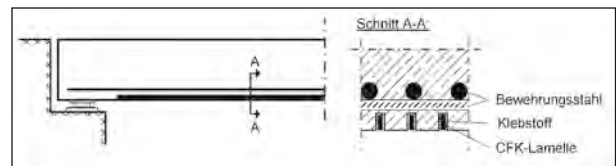


Bild 10: Eingeschlitzte CFK-Lamelle

grund ihres anisotropen Verhaltens Schwierigkeiten. Es müssen große Spannkraften in die Lamelle eingeleitet werden, ohne dass ein vorzeitiges Versagen in der Krafteinleitungszone auftritt. Zudem ist die Schubfestigkeit des Betons zu gering, um die extrem großen Vorspannkraften ins Bauteil einzuleiten, die beim Aufbringen der Spannkraft übertragen werden müssen. Ein ausführlicher Überblick über die in der Praxis angewendeten Systeme für die Verankerung und das Vorspannen von CFK-Lamellen ist in [HAMB05] dargestellt. Vielfach wird eine Verankerungskonstruktion in den Beton eingelassen. Anzumerken ist, dass vorgespannte Lamellen bauaufsichtlich noch nicht zugelassen sind [SCPS10].

2.5.2 Anwendungsmöglichkeiten

Globale Verstärkung

Bei Brückenbauwerken mit kurzen Spannweiten werden Lamellen für die Erhöhung der Biegetragfähigkeit in Längsrichtung des Tragwerks eingesetzt [KRST99]. Bei Hohlkastenbrücken bieten CFK-Lamellen die Möglichkeit, die Tragfähigkeit des Plattenquerschnitts in Querrichtung zu steigern [ZZBE04].

Lokale Verstärkung

Lamellen werden zur lokalen Reduzierung von Rissbreiten bei Koppelfugen an das Bauwerk appli-

ziert ([ZICH07], [LAPC12]). Eine weitere Anwendung liegt in der nachträglichen Verstärkung mittels Schubwinkeln bei Brücken, die Schubdefizite aufweisen [HUAR97]. In [ONBN02] werden CFK-Lamellen zu der nachträglichen Erhöhung der Torsionstragfähigkeit einer Hohlkastenbrücke genutzt. Eingeschlitzte CFK-Lamellen wurden in den letzten Jahren zur nachträglichen Rissbreitenbeschränkung an mehreren Bauwerken eingesetzt [KLKR06].

2.5.3 Messparameter

Für die automatisierte Überwachung der Verstärkung mittels CFK-Lamellen ist es sinnvoll, Parameter zu messen, die eine Auskunft über die Abnahme des Einflusses der Lamelle auf das Tragwerkverhalten zulassen. In Tabelle 2 sind die während Bauteilversuchen beobachteten Versagensformen bei einem Balken mit applizierten CFK-Lamellen zusammengetragen.

Lamellendehnung

Aufgrund der rein elastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung von CFK (Bild 11 links) kann die Überbeanspruchung der Lamelle zu einem schlagartigen Versagen (Bild 11 rechts) führen. Insbesondere besteht bei vorgespannten CFK-Lamellen die

Versagensmodi	Ursache
Versagen des Verbundes	Überschreitung der Grenzzugkraft im Bereich des Verbundes (i. d. R.: Betonbruch) Verbundentkopplung: <ul style="list-style-type: none"> • im Beton • in der Klebschicht • zwischen Lamelle und Klebschicht • in der Lamelle
Ablösen der Lamelle	Schubrisse, Biegerisse, Fehlstellen in der Klebstoffschicht, lokale Unebenheiten
Versatzbruch	Steifigkeitssprünge parallel zur Klebefuge
Lamellenbruch	Überschreitung der Grenzdehnung der CFK-Lamelle

Tab. 2: Zusammenfassung möglicher Versagensformen bei mit CFK-Lamellen verstärkten Biegebauteilen nach [FINC12]

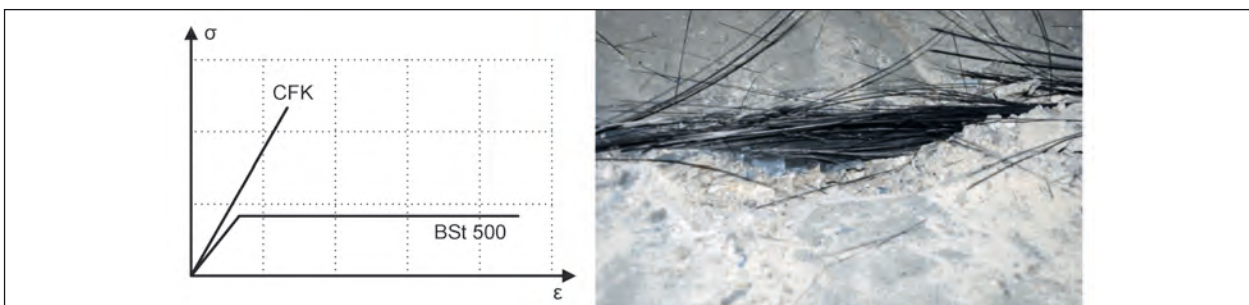


Bild 11: Qualitativer Spannungs-Dehnungsverlauf von CFK und Betonstahl (links), schlagartiger Lamellenbruch einer vorgespannten CFK-Lamelle [VBGK10] (rechts)

erhöhte Wahrscheinlichkeit eines Lamellenbruches ([MIHA08]; [SUJU01]). Anhand der Messung der Lamellendehnung kann eine Überbeanspruchung angezeigt werden. Um die absolute Gesamtdehnung auch in Folge ständiger Belastungen messen zu können, muss der Messsensor vor der Verstärkungsmaßnahme an die Lamelle appliziert werden. Bei bereits angeklebten Lamellen kann lediglich die relative Dehnung ab dem Zeitpunkt der Sensorapplikation gemessen werden.

Relativverschiebungen

Über die Messung der Relativverschiebung zwischen der Lamelle und dem Beton können Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit des Verbundes geschlossen werden. Bei vorgespannten Lamellen führt ein zunehmender Schlupf an der Verankerungskonstruktion zu einem Lösen der Lamelle [ANKM01]. Dieser Schlupf kann anhand einer Messung überwacht werden. Um das Herauslösen der Verankerungskonstruktion aus dem Beton zu prognostizieren, wird die Relativverformung zwischen Anker und Lamelle gemessen. Die Applikation von Sensoren muss bei der Installation der Lamelle erfolgen.

Ablösen der Lamelle von der Betonoberfläche

Die Verstärkung mit CFK-Lamellen führt nur dann zu einer Steigerung der Tragfähigkeit, wenn der Verbund zwischen Betonoberfläche und Lamelle sichergestellt ist. Die Entkopplung der aufgeklebten Lamelle stellt die häufigste Versagensform dar [FINC12]. Das Versagen des Verbundes geht meist mit einer lokalen Überschreitung der aufnehmbaren Verbundbruchkraft einher. Die daraus resultierende Lastumverteilung auf die benachbarten Bereiche in der Lamelle führt zu Ablösevorgängen. Vor allem in Bereichen großer Querkraften und Biegemomente

besteht die erhöhte Wahrscheinlichkeit einer Entkopplung der Lamelle von der Betonoberfläche [SCHI05]. Bei vorgespannten Bauteilen ist aufgrund des veränderten Momenten- und Querkraftverlaufs der Ablösebereich im Bauwerk kaum vorauszusagen [FINC12]. Der Ablösevorgang sollte deshalb anhand von geeigneten Messinstrumenten über die ganze Länge der Lamelle überwacht werden.

Eine einfache Möglichkeit, den Ablösevorgang einer CFK-Lamelle zu überwachen, besteht in der Messung der Dehnungsänderung. Im Bereich der Ablösung beteiligt sich die CFK-Lamelle nicht direkt am Lastabtrag, wodurch die Dehnung an dieser Stelle im Vergleich zu den benachbarten Messstellen unverändert bleibt [SANE07]. Nach Formel (1) kann dieser Sachverhalt mathematisch ausgedrückt werden. Bild 12 verdeutlicht anhand der Umrechnung der Dehnungswerte in Steigungswerte (Slope Value) die Möglichkeit der Detektion eines Ablösevorganges an einem mit CFK-Lamellen verstärkten Einfeldträger aus Stahlbeton. Im Abstand zwischen ca. 500 mm und 1.100 mm (siehe Bild 12 links) beträgt der Steigungswert der Dehnung (Θ) null (siehe Bild 12 rechts). Im Bereich der beiden inneren Dehnungsmessungen findet somit eine Ablösung statt. Die Applikation der Instrumente kann nachträglich, muss jedoch in einem unbelasteten Zustand erfolgen.

$$\Theta_i = \frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_{i-1}}{2 \cdot h} \quad (1)$$

Θ : Steigungswert der Dehnung (Slope Value)

i: Position der Dehnungsmessung auf der Lamelle

ε : Dehnung der Lamelle

h: Abstand der Dehnungsmessung zueinander

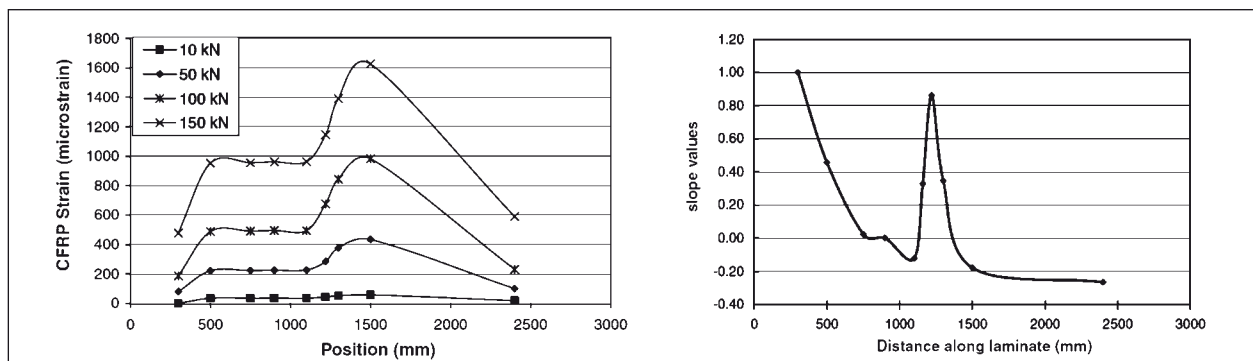


Bild 12: Gemessene Dehnungsverläufe an einem Einfeldträger (L = 300 cm) mit steigender Last infolge unterschiedlicher Laststufen [SANE07] (links), Diagramm der berechneten Steigungswerte [SANE07] (rechts)

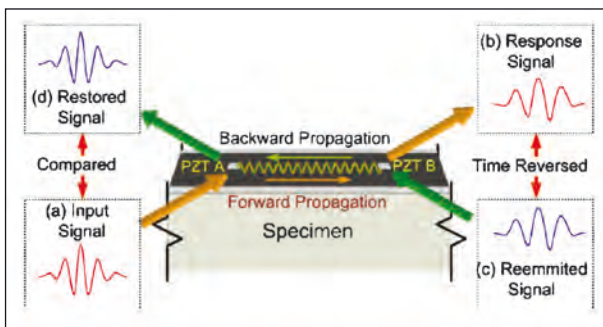


Bild 13: Funktionsweise eines Ablöse Monitorings bei CFK-Lamellen mittels akustischer Zeitumkehr-Methode [KICS07]

Als Alternative kann ein Verfahren basierend auf dem Phänomen der akustischen Zeitumkehr zur Detektion von Ablösevorgängen genutzt werden (siehe Bild 13). Dabei werden elastische Wellen aufgrund von Fehlstellen unterbrochen und die Fehlstelle dadurch erkannt. Als Signalquellen dienen die in Kapitel 3.2 vorgestellten piezoelektrischen Kristalle auf Basis des Blei-Zirkonat-Titanat (PZT)-Stoffverbundes. Ein Referenzzustand ist bei dieser Methode nicht notwendig, sodass eine Anwendung bei bereits applizierten CFK-Lamellen möglich ist. Aufgrund der kontinuierlichen Messung wird der Schaden sofort erkannt.

Dehnung der Betonoberfläche

Neben der Messung von Dehnungen an der Lamelle können Dehnungsmessung an der Betonoberfläche zur Bestimmung der Wirksamkeit der Verstärkung durchgeführt werden. Bei zunehmender Diskrepanz zwischen Lamellen- und Betondehnung kann auf einen nicht volltragfähigen Verbund geschlossen werden.

Schwingbeschleunigung des Bauwerks

Bei einer mit nachträglich vorgespannten CFK-Lamellen verstärkten Brücke konnte mittels erzwungener dynamischer Belastung gezeigt werden, dass die Applikation eine Änderung in dem Schwingungsverhalten der Brücke bewirkt [RABA10]. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich die Eigenfrequenz des verstärkten im Vergleich zum unverstärkten Gesamtbauwerk erhöht hat. Somit kann die Messung der Schwingbeschleunigung des Brückenbauwerks vor und nach der Verstärkung dazu genutzt werden zu beurteilen, inwieweit die Verstärkung das Schwingverhalten der Brücke beeinflusst.

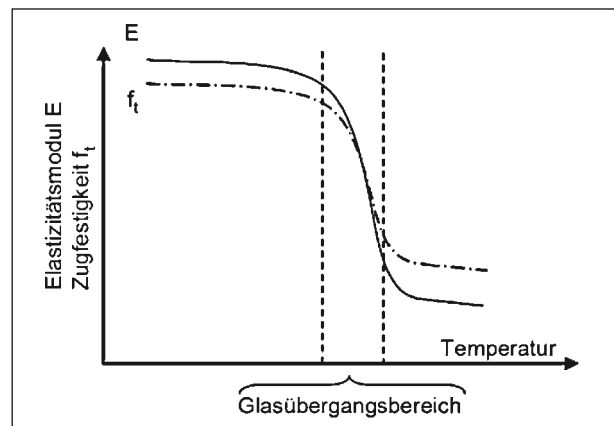


Bild 14: Schematische Darstellung der Abhängigkeit von Festigkeit und Elastizitätsmodul von der Temperatur [BORC05]

Temperaturmessung

Infolge Temperaturbeanspruchungen nimmt die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul des Epoxidharzes schlagartig ab einer Temperatur von ca. 55° (siehe Bild 14) ab [ZZBE04]. Temperaturmessungen an der Lamelle können dazu genutzt werden, ein mögliches Aufheizen der Lamelle und den abnehmenden Wirkungsgrad der Verstärkung zu bestimmen.

2.5.4 Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem

Für die applizierten Sensoren auf den CFK-Lamellen sind mögliche Einflüsse aufgrund der elektromagnetischen Indifferenz des Verbundwerkstoffes nicht zu erwarten. Bei der Erstbelastung des verstärkten Tragwerks ist der mögliche Schlupf zwischen Lamelle und Betonoberfläche bei der Messung zu berücksichtigen.

2.5.5 Fazit

Zwar werden Anforderungen an die Herstellung, Überwachung der Werkstoffe sowie die Ausführung und Nachkontrolle in der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ bzw. in den bauaufsichtlichen Zulassungen gestellt, dennoch besteht die Gefahr bei schlechter Beschaffenheit der Oberfläche bzw. einer mangelhaften Ausführung, dass es zu einer Ablösung der Lamelle vom Bestand kommt. Die Erhärtung des Klebstoffes wird mittels Stempelabzugsversuchen ermittelt, wobei sich die adhäsiven Eigenschaften ermitteln lassen. Die Langzeiteigenschaften und das mechanische Verhalten des Klebers können je-

doch nicht erfasst werden [HUDE06]. Eine Vielzahl von manuellen Zerstörungsfreien Prüfverfahren (ZfP) zur Erkennung von Ablöseerscheinungen in der Klebeschicht sind vorhanden bedürfen jedoch einer fachmännischen Interpretation [EKMY07], und sind in der Auswertung meist kostspielig. Zudem stellen ZfPs lediglich eine Momentaufnahme des Zustandes dar und fallen somit für die Dauerüberwachung aus. Eine Durchfeuchtung des Klebbereichs kann eine Beeinträchtigung der Verbundwirkung zwischen der CFK-Lamelle und der Betonoberfläche zur Folge haben [KLEE04].

Aufgrund der vielfältigen Einsatz- und Applikationsmöglichkeiten steigt die Anwendung der CFK-Lamellen im Zuge von Verstärkungsmaßnahmen seit Jahren kontinuierlich an. Das noch nicht vollständig bekannte Langzeitverhalten von applizierten CFK-Lamellen kann durch eine Messung kompensiert werden. Insbesondere bei vorgespannten Brücken kann geklärt werden, inwieweit aufgeklebte CFK-Lamellen sich an dem Lastabtrag beteiligen. Eine Dauerüberwachung dieses Verstärkungsverfahrens ist empfehlenswert.

2.6 Querschnittsergänzungen durch Spritzbeton mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung

2.6.1 Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk

Durch die Anordnung zusätzlicher Bewehrung in dem durch Spritzbeton ergänzten Betonquerschnitt wird die statische Nutzhöhe des zu verstärkenden Querschnitts erhöht. Die anteilige Lastumlagerung auf die neue Bewehrung erfolgt durch die Verbundfuge zwischen Bestand und Querschnittsergänzung.

2.6.2 Anwendungsmöglichkeiten

Globale Verstärkung

Bei Brückenbauwerken mit kurzen oder mittleren Spannweiten können nachträgliche Bewehrungsstäbe zur globalen Tragfähigkeitserhöhung (z. B. durch eine Querschnittsergänzung des Unterzuges von Plattenbalkenbrücken) genutzt werden.

Lokale Verstärkung

Für die lokale Verstärkung (z. B. Steigerung der Querkrafttragfähigkeit mit zusätzlichen Bügeln)

oder Sanierung (nach Abtrag des durch die Karbonatisierung geschädigten Betons kann neuer Beton bereichsweise aufgebracht werden) wird eine Querschnittsergänzung eingesetzt. In [KWQS80] wurde die Sanierung von Koppelfugen durch Laschen mittels Spritzbetonverfahren vorgeschlagen.

2.6.3 Messparameter

- Dehnung der Bewehrung und Betonoberfläche
Um den Wirkungsgrad der Verstärkung zu bestimmen, kann die Beanspruchung der Bewehrung anhand der Dehnung gemessen werden.
- Korrosion
Gemäß dem Verfahren mit einer nachträglichen Aufbetonschicht kann bei der Instandsetzung mit Spritzbeton die Korrosionsaktivität im Bestand und im Neubeton gemessen werden.
- Rissbreitenmessung
Bei der Anwendung für die lokale Rissbreitenbeschränkung (z. B. Koppelfugen) kann anhand der Rissbreitenmessung die Effektivität der Verstärkung bestimmt werden.
- Relativverschiebung zwischen Neu- und Altbeton
Die Messung der Relativverschiebung zwischen dem Neu- und dem Altbeton erlaubt eine Aussage über die Tragfähigkeit des Verbundes.
- Temperaturmessung
Zwischen dem Altbeton und dem neu aufgetragten Beton entstehen aufgrund verschiedener Temperaturgradienten Zusatzbeanspruchungen durch unterschiedliche Ausdehnungen der beiden Teilquerschnitte. Daher muss die Temperatur in den beiden Betonschichten gemessen werden.

2.6.4 Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem

Die nachträgliche Bewehrung wird mittels Spritzbetonverfahren an das Bauteil appliziert. Bei der Auftragung des Betons muss aufgrund der Härte des Strahls darauf geachtet werden, dass Sensoren und Drähte ordnungsgemäß mit dem Bauteil verbunden sind und keine Beschädigungen erleiden.

2.6.5 Fazit

Unter Einhaltung der konstruktiven Regeln unterscheidet sich der Spritzbeton nicht von Ortbeton [HANK08]. Für gewöhnlich werden Dübel für einen besseren Verbund zwischen neuem Beton und Bestand eingeklebt. Es kann dementsprechend von einem monolithischen Bauteil ausgegangen werden. Diese Verstärkungsmethode ist zu dem durch bauaufsichtlich eingeführte Normen umfassend geregelt [JEKA11].

Die Möglichkeiten der Sensorausstattung zur Erfassung von relevanten Überwachungsparametern sind begrenzt. Zum Beispiel ist die Messung der Rissbreitenentwicklung in einer mit Spritzbeton sanierten Koppelfuge nicht möglich da dieser Bereich in der Regel voll ausbetoniert wird. Eine Überwachung kann somit nicht empfohlen werden.

2.7 In Nuten eingelegte schlaffe Bewehrung

2.7.1 Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk

Zur Erzielung einer optimalen Verbundtragfähigkeit zwischen Alt- und Neubeton werden Nuten (z. B. mittels Hochdruckwasserstrahlung) in die vorhandenen Betonteile gefräst, um nachträglich eine zusätzliche Bewehrung einzulegen. Es findet eine anteilige Beanspruchungsumlagerung von den vorhandenen Bewehrungsstäben auf die neuen Bewehrungsstäbe statt. Ein Vorteil, im Gegensatz zu dem oberflächlich aufgetragenen Beton, liegt in dem unveränderten Eigengewicht der Konstruktion.

2.7.2 Einsatzzweck

Globale Verstärkung

Bei Stahlbetonbrücken mit kurzen Stützweiten wird mittels Zusatzbewehrung die Biegetragfähigkeit erhöht. Des Weiteren wird dieses Verfahren für die Verstärkung des Brückenüberbaus in Querrichtung eingesetzt [SCPS10].

Lokale Verstärkung

Bei einer lokalen Anwendung eignen sich in Nuten eingelegte Bewehrungsstäbe zur Verstärkung von Koppelfugenbereichen. Vereinzelt wird diese Technik zur nachträglichen Rissbreitenbegrenzung

(z. B. bei Biegerissbildungen [SCPS10]) in Bereichen des Tragwerks eingesetzt.

2.7.3 Messparameter

Die Messparameter dieser Verstärkungstechnik sind mit den in Kapitel 2.6 zusammengetragenen Parametern zu vergleichen, da sich die Wirkungsweise der in Nuten eingelegten Bewehrung nicht von dem der oberflächigen Betonauftragung unterscheiden.

2.7.4 Besonderheiten und Bedingungen für das Überwachungssystem

Das Betonieren der eingelegten Bewehrung erfolgt wahlweise durch das Auftragen einer Betonschicht oder mittels Spritzbetonverfahren. Ähnlich wie bei dem Verstärkungsverfahren mittels Querschnittsergänzung muss darauf geachtet werden, dass Sensoren und Drähte durch den Strahl beim Spritzbetonverfahren nicht beschädigt werden.

2.7.5 Fazit

Die aufwendige Fertigung (Herstellung der Nuten, Einfädeln der Bewehrung, Füllen der Nuten, sorgfältige Nachbehandlung), die mögliche Beschädigung der Bestandsbewehrung sowie der Patentschutz stellen Nachteile dieses Verfahrens dar. Die Tragfähigkeit, Rissbildung und Verbundwirkung unterscheiden sich nicht von einem monolithischen Stahlbetonbauteil [IVSB96]. Zudem sind in Nuten eingelassene CFK-Lamellen dieser Methode vorzuziehen. Zusammengefasst lässt sich schlussfolgern, dass eine Überwachung dieses Verstärkungsverfahrens nicht notwendig ist.

2.8 Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit mit Schubnadeln

Nachrechnungen älterer Brücken zeigen theoretisch große Schubtragfähigkeitsdefizite auf. Schubnadeln werden zur lokalen Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit vertikal in vorhandene Stege eingebohrt und vorgespannt.

Der Einfluss der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke kann nur analytisch bestimmt werden.

Aufgrund der erforderlichen Bohrungen in der Bestandskonstruktion und den damit verbundenen Risiken der Beschädigung vorhandener Bewehrung

oder Spannstähle kommen eingebohrte Schubnadeln nur im Ausnahmefall zum Einsatz [SCPS10]. Eine Überwachung dieses Verstärkungsverfahrens ist nur bedingt realisierbar (ein Querkraftversagen des Bauwerks kündigt sich nur durch lokal entstehende Risse an) und somit nicht empfehlenswert.

3 Komponenten zur Datenerfassung und Signalverarbeitung

In vielen Ingenieurdisziplinen, wie in der Raumfahrt oder im Automobilbau, haben sich Monitoringmaßnahmen von Bauteilen schon lange etabliert. Im Bereich des Bauwesens rückt die automatisierte Überwachung von Bauwerken vermehrt in den Vordergrund. Ausschlaggebend für die Installation einer Überwachungsanlage ist die Klassifizierung des zu untersuchenden Bauwerks sowie der wirtschaftliche Spielraum [ZIWG09]. Bei Brückenbauten wächst der Bedarf an Monitoringmaßnahmen aufgrund der verheerenden Folgen eines Tragwerkversagens [PEFL06]. Zu den Hauptaufgaben von Monitoringmaßnahmen im Bauwesen zählen [KOHL12]

- die Zustandsbewertung von Bauwerken,
- die Verifikation von rechnerischen Annahmen,
- der Erkenntnisgewinn über Einwirkungs- und Beanspruchungsgrößen,
- eine sichere Bauwerksnutzung trotz Vorschäden und Laständerung,
- ein Frühwarnsystem vor kritischen Zuständen und
- die Verlängerung der Restnutzungsdauer.

In den letzten Jahren wurden im Bereich der Sensorik messtechnische Komponenten (Sensoren, Datenerfassung, Datenübertragung, Datenauswertung) konsequent weiterentwickelt und verbessert, sodass diese heutzutage vergleichsweise kostengünstig zur Verfügung stehen [EBFR12] und so ihr Einsatz bei Brückenbauwerken attraktiv erscheint.

Erste Grundlagen für die automatisierte Zustandsüberwachung von Bauwerken oder Bauwerkskomponenten wurden mit der Veröffentlichung des von der Deutschen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e. V. herausgegebenen Merkblattes B9

[DGZF00] geschaffen. Die Möglichkeit der computergestützten Überwachung soll als zusätzliches objektives Hilfsmittel für Ingenieure zwischen den Bauwerksinspektionen dienen und die Inspektion nicht ersetzen [DGZF00].

Ein erstes einheitliches Konzept für die messgestützte Durchführung von Monitoringmaßnahmen bei Brückenbauwerken ist die in [BAST98] zusammengestellte Handlungsanweisung. Anhand der Auswertung von Messdaten kann eine Beurteilung von Koppelfugenschäden erfolgen. Im Folgenden werden die Grundlagen zusammengetragen, die eine automatisierte Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen ermöglichen.

3.1 Anforderungen an die Messsensoren

In Abhängigkeit der zu untersuchenden Parameter bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen werden messtechnische, umgebungsbedingte und wirtschaftliche Anforderungen an die Messsensoren gestellt.

Messtechnische Anforderungen bzw. Definitionen der messtechnischen Eigenschaften sowie Auswertungsmethoden können einschlägigen Richtlinien (z. B. [DIN1319-1]) entnommen werden. Unter anderem werden Anforderungen bezüglich der Eigenschaften des Messbereiches, Übertragungsverhalten eines Messgerätes, Ansprechschwelle, Empfindlichkeit, Auflösung, Hysterese, Messgerätedrift oder Messabweichungen gestellt.

Messsensoren an Brückenbauwerken unterliegen extremen klimatischen Beanspruchungen und Umwelteinflüssen wie Feuchte, Temperaturbeanspruchungen und chemischen Einwirkungen, was zu großen Messungenauigkeiten führen kann. Elektrische Strahlungen können zu Messdiskrepanzen, Messaussetzern oder zum Ausfall von Sensoren führen. Weitere Kriterien sind der Wartungsaufwand, die Austauschbarkeit des Sensorelements (ohne Nacheichung), die Robustheit bezüglich Erschütterung, die Verschmutzung bzw. Korrosion, die Querempfindlichkeit und der Preis [ROSC12]. Daher müssen die an Brücken applizierten Sensoren sorgfältig ausgewählt, präpariert und geschützt werden. In Abhängigkeit der in Kapitel 2 katalogisierten Messparameter werden Sensoren zusammengestellt, die sich für die automatisierte Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen eignen. Der

Fokus liegt auf derzeit verfügbaren Sensoren. Zusätzlich wird ein Ausblick auf den möglichen Einsatz zukünftiger Entwicklungen gegeben.

3.2 Sensoren für die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

3.2.1 Sensoren zur Messung mechanischer Parameter

Dehnmessstreifen (DMS)

DMS dienen der Erfassung von Dehnungen. In der Regel erfolgt die Installation eines Dehnmessstreifens mit Heiß- oder Kaltklebeverfahren auf die aufbereitete Oberfläche (Beton, Stahl, CFK etc.). Aufgrund der empfindlichen und störanfälligen Installation (z. B. durch Staub, Feuchtigkeit) ist der Einsatzbereich bei der Dauerüberwachung von Bauwerken eingeschränkt. Durch zusätzliche Maßnahmen müssen DMS gegen umwelttechnische und elektromagnetische Einflüsse geschützt werden. Für einen besseren Korrosionsschutz eignet sich z. B. eine Epoxy-Schicht als Abdeckung [MAHR11]. Ein großer Vorteil von Dehnmessstreifen ist die kostengünstige Anschaffung.

In [SBSB04] werden Empfehlungen für die Applizierung von Dehnmessstreifen auf CFK-Lamellen gegeben, die durch Untersuchungen verifiziert wurden. Generell können durch längere DMS Unebenheiten in der Klebefuge messtechnisch ausgeglichen werden.

Schwingsaitenaufnehmer (SSA)

SSA werden vielfältig zur Überwachung von Betonbauteilen eingesetzt. Im Allgemeinen werden diese Sensoren zur Messung von Dehnungen eingesetzt. Eine Einbettung des Sensors im nachträglichen Aufbeton, eine oberflächige Verankerung mittels Aufschrauben und eine direkte Anbindung an den Bewehrungsstahl sind möglich [ITMS12]. Schwingsaitenaufnehmer weisen eine sehr gute Langzeitstabilität auf und ermöglichen auch bei großen Kabellängen eine störungsfreie Messung [SCKK12].

Faseroptische Sensoren (FOS)

Der Einsatz von faseroptischen Sensoren steigt bei der Überwachung von Brückenbauwerken. Bei extremen klimatischen und chemischen Umgebungen liefern diese Sensoren genaue Messergebnisse. Es ist eine große Auswahl von faseroptischen Mess-

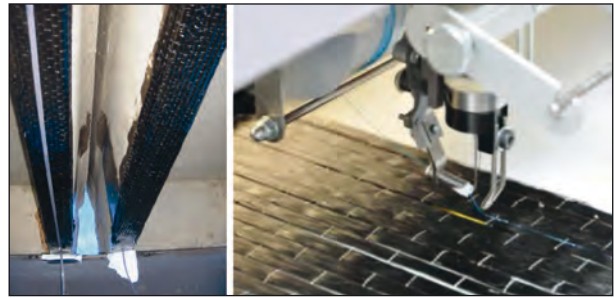


Bild 15: Kontinuierliche Dehnungsmessung durch Applikation von Faseroptischen Sensoren auf einem CFK-Gewebe [JIAN07] (links), Aufstecken der optischen Sensoren auf das CFK-Gewebe [KASH12] (rechts)

aufnehmern verfügbar [GLIN07]. Der am häufigsten eingesetzte optische Sensor basiert auf Faser-Bragg-Gittern (FBG) [LAJA11]. In [KLMS97] und [LIBR04] sind Erfahrungen bei der Überwachung von Brücken mittels faseroptischer Sensoren zusammengefasst.

Faseroptische Sensoren eignen sich in erster Linie für Dehnungs- und Temperaturmessungen von Bauteilen [SAMI11]. Die sticktechnologische Integration von Sensorstrukturen ermöglicht die direkte Integrierung von faseroptischen Sensoren in die CFK-Lamellen (Bild 15 rechts). Durch Querapplizierung der FBG-Sensoren können zusätzlich Zugspannungen und Risse in Querrichtung erkannt werden [KASK11].

Des Weiteren werden FOS auch zur Messung von Verschiebungen [SZCC10] und Neigungen an Bauteilen genutzt. Somit können diese Sensoren zum Beispiel zur Messung von Rissbreiten genutzt werden.

Induktive Wegaufnehmer

Induktive Wegaufnehmer sind bewährte und robuste Sensoren für die Messung von Verschiebungen. Induktive Wegaufnehmer arbeiten im Allgemeinen nach dem Prinzip der Differentialdrossel. Sie basieren auf der Tatsache, dass sich die Induktivität einer Spule ändert, wenn die magnetische Permeabilität (Magnetismus) des Materials in der Spule variiert. Die Änderung der Induktivität wird durch eine entsprechende elektronische Schaltung registriert und in ein Spannungssignal umgewandelt [PSTB12].

Als nachteilig zu bezeichnen ist der notwendige Kontakt zwischen Sensor und Bauteil. Bei der Messung von Durchbiegungen eines Brückenbauwerks ist die Installation einer Unterkonstruktion erforder-

lich. Insbesondere bei weitgespannten Brückenbauwerken ist eine solche Messbasis meist sehr aufwendig umzusetzen [ALSE04]. Neben Bauwerksverformungen können induktive Wegaufnehmer zur Bestimmung der Rissbreite in Koppelfugen eingesetzt werden. Auch die Messung der Relativverschiebung zwischen zwei Betonschichten oder zwischen anbetonierten Ankerblöcken und dem Bestand sind realisierbar. Als Gegenlager muss z. B. ein Winkel an einen der Querschnitte angebracht werden.

Optische Verfahren

Eine berührungslose Alternative zur Bestimmung der relativen Bewegung eines Punktes am Brückentragwerk bietet die photogrammetrische Auswertung. Hierbei wird die Verformung mittels Videokamera (z. B. CCD-Videokamera) über die Änderungen in den Bildern aufgezeichnet. Nach [ALSE04] ist insbesondere bei größeren Bauwerken die Messung von Verformungen mit optischen Verfahren ungenauer als mit induktiven Wegaufnehmern.

In [AVSF07] werden optische Verfahren zur Risswachstumsanalyse anhand einer automatisierten digitalen Analyse mit Kameras genutzt. Ein Riss kann mittels Rasterfoto gegenüber seiner Umgebung hervorgehoben werden. Eine mögliche Anwendung könnte bei der Überwachung des Verankerungsbereiches bei der externen Vorspannung liegen. Eine kontinuierliche Installation der Instrumente am Bauwerk ist gegenwärtig jedoch mit einem hohen Aufwand (z. B. geeignete Schutzeinrichtung vor Umwelteinflüssen und Vandalismus etc.) verbunden.

Geodätische Messung (Nivelliergerät, Tachymeter)

Übliche geodätische Geräte werden in der Ingenieurgeodäsie für die Gelände Vermessung genutzt. Tachymeter werden zur Distanz- und Winkelmessung eingesetzt. Anhand der Messwerte können Höhenunterschiede automatisch berechnet werden [ZEIS00]. Moderne Tachymeter tasten vollautomatisch am Bauwerk installierte Prismen ab und bestimmen die Positionsänderungen [WSZP05]. Nivellierinstrumente werden zur Bestimmung von Höhenunterschieden und horizontalen Winkeln genutzt [ZEIS00]. Die Wegänderung lässt sich über geometrische Beziehungen ermitteln.



Bild 16: Verformungsmessung mittels Tachymeter an dem Widerlager einer Brücke [GLAE09]

Tachymeter und Nivelliergeräte sind bei der Messung gegenüber atmosphärischen Einflüssen empfindlich [BESA04]. Bei Brückenbauwerken ist die umständliche Positionierung der Geräte als negativ zu bezeichnen. Eine mögliche Installation eines Tachymeters am Brückenpfeiler zur Verformungsbestimmung ist Bild 16 zu entnehmen. In [ZWWS06] wird die Verformung eines mit eingeschlitzten Lamellen in Querrichtung verstärkten Kragarms mittels Tachymeter überwacht.

Sensoren zur Messung der Neigung

Die Messung von Neigungen stellt eine Alternative zu der Durchbiegungsmessung dar, um das Verformungsverhalten eines Brückenbauwerks zu bestimmen. Die häufigsten Sensoren sind Schwingsaitenneigungsmesser, elektronische Neigungsmesser und Servo-Neigungsmesser [SCKK12].

Global Positioning System (GPS)

Die Verformungsmessung von Brücken kann mittels satellitengestützter GPS-Ortung an ausgewählten Punkten des Bauwerks erfolgen. Hierbei wird die Bewegung durch Messung des absoluten Punktes des Bauwerks in Relation zu einigen Referenzpunkten bestimmt [BESA04]. In [WIBR04] wird über ein GPS-gestütztes Monitoringssystem für die Deformationsmessung einer Schrägseilbrücke berichtet. Es wurde festgestellt, dass Abschattungen zu Signalverzerrungen bei dem GPS System führen.

Hydrostatische Messung

Hydrostatische Messsysteme stellen aufgrund ihrer Robustheit und der hohen Genauigkeit geeignete Sensoren zur Messung von Höhenunterschieden von Brücken dar. Diese können in zwei Hauptgruppen unterteilt werden [HABE04]:

- Schlauchwaagensysteme,
- Drucksysteme.

Mit einer kommunizierenden Röhre werden bei dem Prinzip des Schlauchwaagensystems durch Messung frei beweglicher Wasseroberflächen Höhenänderungen aus der Differenz zu einem zweiten Messgefäß bestimmt. Sensoren mit Druckssystem finden weitgehend in der Geotechnik bei Bewegungsmessungen von Staumauern und Bodenbewegungen Anwendung [HABE04]. An einer Spannbetonbrücke wird ein System nach dem Schlauchwaagenprinzip für die Durchbiegungsmessung bei einem Dauermonitoring angewendet [BRDA08].

Vorspannkraftbestimmung mittels Kraftmessdose

Bei der Verstärkung mit nachträglicher externer Vorspannung kann während der Applikation der Spannglieder eine Kraftmessdose am Festanker angebracht und die Vorspannkraft kontinuierlich ermittelt werden (s. Bild 17).

Magnetoelastische Spannkraftmessung

Bei der Bestimmung der Spannkraft von externen Spanngliedern kann der magnetoelastische Effekt bei ferromagnetischen Materialien ausgenutzt werden. Der Begriff „magnetoelastischer Effekt“ bezeichnet den Zusammenhang zwischen den mechanischen und magnetischen Eigenschaften ferromagnetischer Stoffe. Bei Belastung, die eine er-

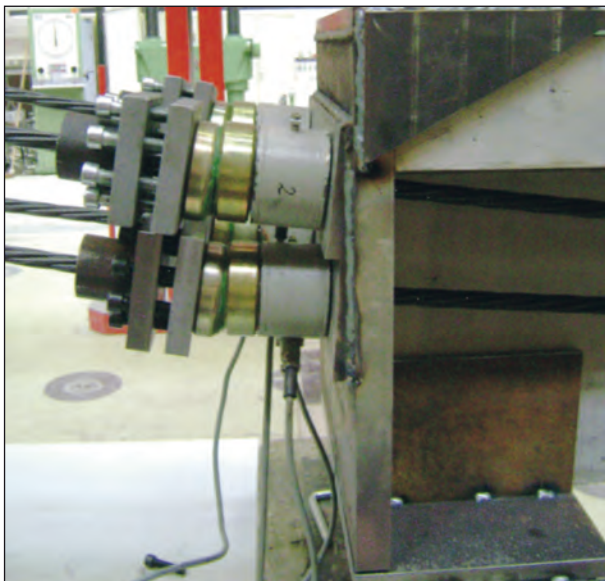


Bild 17: Kraftmessdose an einem Festanker zur Messung der Vorspannkraft

zwungene geometrische Veränderung hervorruft, ändern sich die magnetischen Eigenschaften von Stählen. Bei der Messung der magnetischen Kenngrößen dient eine Spule zur Erregung des magnetischen Feldes und eine zweite Spule zur Aufnahme der Induktionsspannung (siehe Bild 18). Beide Spulen umschließen zur Kraftmessung das Spannelement, das hierdurch die Funktion eines Spulenkerns übernimmt [BUHW09].

Vorteile liegen in den kleinen Messunsicherheiten und der Möglichkeit einer nachträglichen Applizierung. Zudem ist der Sensor an jeder beliebigen Stelle des Spanngliedes einbaubar, sodass auch die Spannkraftverteilung entlang des Spanngliedes ermittelt werden kann [SCHO09]. Bild 19 zeigt einen magnetoelastischen Sensor, der auf einem Hüllrohr angebracht ist.

Bestimmung der Spannkraft mittels Wirbelstrom-Multisensoren

Ähnlich wie bei der zuvor beschriebenen magnetoelastischen Messung wird bei diesem Verfahren die Änderung der magnetischen Eigenschaften unter

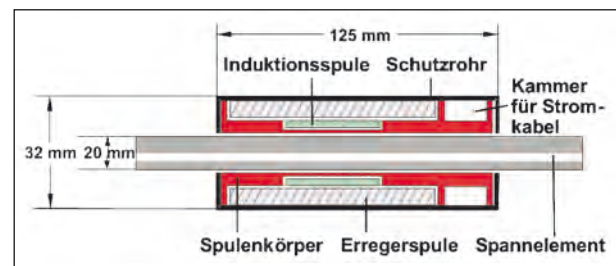


Bild 18: Schnitt durch einen magnetoelastischen Sensor [BUHW09]

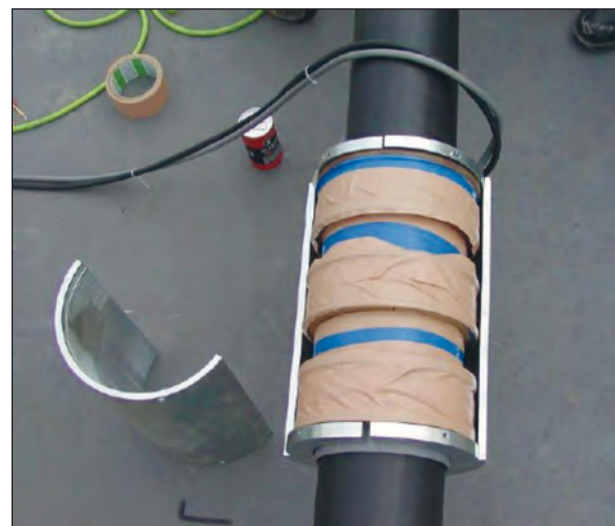


Bild 19: DYNAMAG-Sensorapplikation auf einem Hüllrohr [SCHO09]

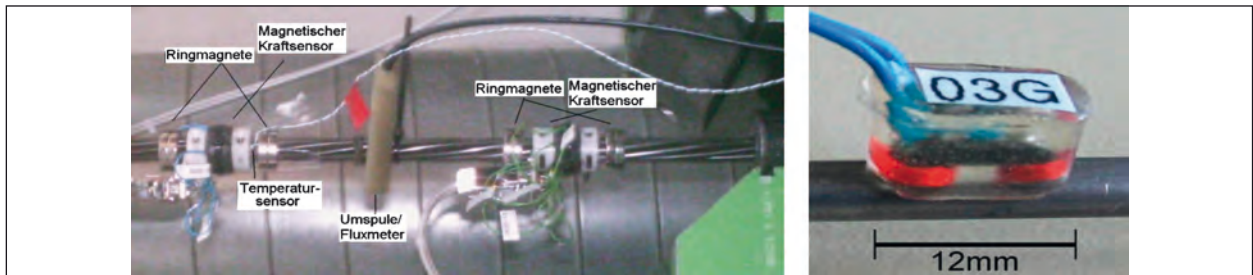


Bild 20: Stahlstütze mit Sensorarrays für die Spannkraftmessung [SCHO09] (links), Wirbelstromsensor auf einem Spannstahl [RSBW07] (rechts)

mechanischer Dehnung bei ferromagnetischen Materialien ausgenutzt. Diese können durch die Anwendung von Wirbelstrommesstechnik erfasst werden [SCHO09]. Die Bestimmung der Kraft in jeder Litze des Spanngliedes ist möglich. Der Bruch einer Litze könnte somit sofort erkannt werden. Eine ausführliche Erläuterung kann [RSBW07] entnommen werden. Der Aufbau eines Sensornetzwerkes ist in Bild 20 dargestellt.

Vorspannkraftbestimmung mittels dynamischer Messungen

Die externe Spannkraft bei Brückenbauwerken kann über dynamische Messungen der Eigenfrequenz ermittelt werden. Die Kraft lässt sich näherungsweise über die Gleichung einer schwingenden Saite bestimmen [ZIWG09]. Dafür werden mit Beschleunigungsaufnehmern an verschiedenen Punkten des Spanngliedes die jeweilige Beschleunigung in Abhängigkeit von der Zeit aufgezeichnet. Die Schwingungslänge kann mit drei Messpunkten bestimmt werden [STPZ07] (s. Bild 21).

Dieses Verfahren ist mit einem hohen Rechenaufwand verbunden. Zudem sind dieser Methode Grenzen gesetzt [ZIWG09]. Aufgrund der benötigten Systemparameter kann es zu signifikanten Messfehlern kommen. Eine ausführliche Beschreibung dieses Verfahrens und eine praktische Anwendung ist in [RIAD06] dargestellt. Auch in [NAWA12] wird die Vorspannkraft an einer Hohlkastenbrücke mittels Anregung der Spannlitzen bestimmt.

Piezoelektrische Sensoren

Für die Bestimmung von dynamischen Tragwerksreaktionen können Beschleunigungsaufnehmer auf Basis von Piezowerkstoffen eingesetzt werden. Der piezoelektrische Effekt beruht darauf, dass Piezokristalle unter Druckbelastung eine zu



Bild 21: Sensorapplikation an einem externen Spannglied zur Schwingungsmessung [SCHO09]

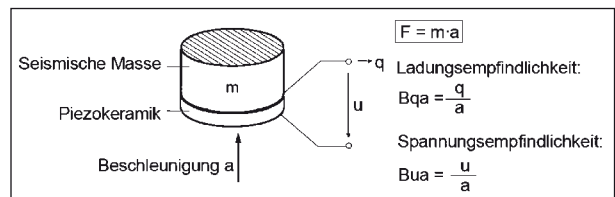


Bild 22: Wirkprinzip eines piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmers [WEBE12]

der eingeleiteten Kraft proportionale elektrische Ladung erzeugen. Der piezoelektrische Beschleunigungssensor besteht aus zwei Grundbestandteilen [WEBE12]:

- piezoelektrisches Material,
- seismische Masse.

Dabei ist die eine Seite der Piezoscheibe mit einer seismischen Masse verbunden, die andere mit einem starren Träger. Wird diese Kombination in mechanische Schwingung versetzt, wirkt über die seismische (träge) Masse eine Kraft auf die Piezoscheibe. Es entsteht an den Elektroden eine Ladung, die sich proportional zur Kraft verhält. Aus dieser Kraft und der Masse kann die Beschleunigung berechnet werden (siehe Bild 22) [WEBE12].

Aufgrund ihrer Eigenschaften benötigen diese Sensoren keine Energieversorgung [GRDS06]. Über die Integration der Messwerte können zudem Schwinggeschwindigkeiten und Verformungen bestimmt werden.

3.2.2 Sensoren zur Messung physikalischer Parameter

Temperaturmessung

Häufig werden Thermoelemente aufgrund ihrer Robustheit und wirtschaftlichen Vorteile bei der Messung von Bauteiltemperaturen sowie der Lufttemperatur verwendet. Weitere Sensoren sind Thermistoren und Widerstandsthermometer [ACGP03]. Bei der Messung von Bauteiltemperaturen wächst zudem der Anteil faseroptischer Sensoren.

Feuchtemessung

Für die Messung der Bauwerksfeuchte werden beispielsweise Multiring-Elektroden eingesetzt. Diese Sensoren können auch nachträglich in das Bauteil eingebracht werden. Bei Brückenbauwerken werden Multiring-Elektroden für die Überwachung der Wirksamkeit von Abdichtungen unter Brückenkappen oder in Fugenbereichen appliziert [SENS12].

3.2.3 Sensoren zur Messung chemischer Parameter

Korrosionsmessung

Die Korrosion der Betonstahlbewehrung durch Chlorideinwirkung ist eine Hauptursache für Instandsetzungsmaßnahmen an Stahlbetonbrücken [SABS04] und hat durch die resultierende Querschnittsverminderung sowie mögliche Betonabplatzungen einen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit des Bauwerks. Der Bereich des Korrosions-Monitorings im Stahlbetonbau hat in den letzten Jahren eine sehr große Entwicklung erfahren. Hierbei wurden Systeme entwickelt, die für neue (z. B. Anodenleiter) sowie für bereits bestehende Bauwerke (z. B. Expansionsring-Anode) zur Korrosionsüberwachung genutzt werden können. Eine ausführliche Auflistung von Sensoren zur Korrosionsdetektion ist in [BEBI06] zusammengefasst. Ein möglicher Einsatz liegt in der Messung von Korrosionsprozessen bei nachträglich aufbetonierten Teilflächen (siehe Kapitel 2.4.3).

3.2.4 Zukünftige Entwicklung in der Sensorik

„Smart Film“ zur Rissdetektion

Eine exakte Vorhersage von Rissen in Betonbauteilen sowie deren Verläufen am Bauwerk ist aufgrund vieler Faktoren (z. B. Inhomogenität von Beton) nicht möglich. Es können lediglich Annahmen getroffen werden, in welchen Bereichen Risse entstehen und an welchen Stellen somit der Einsatz von Sensoren sinnvoll ist.

In [ZZXL10] wird eine intelligente Folie (Smart Film) vorgestellt, mit der Risse bei Stahl- und Spannbetonbauwerken flächenhaft detektiert werden können. Das Prinzip dieser Folie ist dem neuronalen System von Tierhäuten nachempfunden, bei dem bei einem Schnitt in der Haut Signale an das Gehirn geschickt werden, wonach die Stelle und Länge der Wunde erkannt werden.

In Bild 23 ist der schematische Aufbau einer solchen Sensorfolie anschaulich dargestellt. Die Folie besteht aus einem Kunststoff, auf die ein Kupferdrahtgitter aufgeklebt ist. Mit einem chemischen Verfahren wird diese Folie auf die Betonoberfläche der Konstruktion geklebt. An die Drähte wird ein Strom angelegt. Entsteht ein Oberflächenriss, so wird der Stromfluss unterbrochen und die Lage sowie die

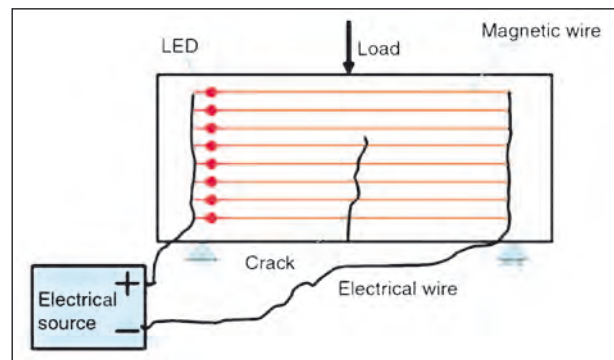


Bild 23: Wirkungsschema des Smart Films [ZZXL10]

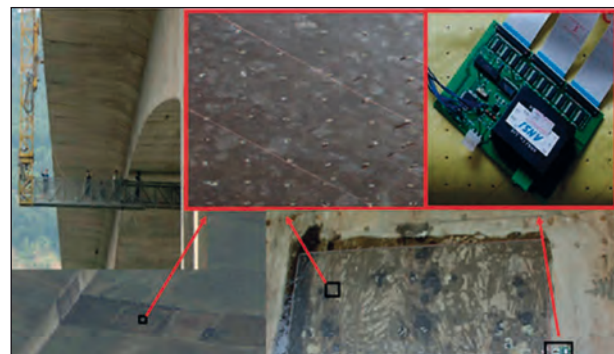


Bild 24: Praktische Anwendung von Smart Films an der Taipingzhuang Brücke [ZZXL10]

Rissbreite werden aufgezeichnet. Risse im Inneren des Bauteils werden nicht erkannt [ZZXL10].

Diese Variante der Rissüberwachung ist bereits an einer Spannbetonbrücke (siehe Bild 24) prototypisch umgesetzt worden [ZZXL10]. Eine Anwendung im Rahmen der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen liegt z. B. in der Rissdetektion im Bereich des Krafteinleitungsbereiches bei der externen Vorspannung (siehe Kapitel 2.3.3).

Comparative Vacuum Monitoring Sensor (CVM)

Der Comparative Vacuum Monitoring (CVM) Sensor beruht auf dem Effekt, dass eine sich im Vakuum befindende Umgebung sensibel auf das Eindringen von Luft reagiert. Wie in Bild 25 schematisch aufgezeigt, wird infolge einer atmosphärischen Druckänderung durch einen Riss in den Kapillaren einer Folie die Rissentwicklung aufgezeichnet. Eine Stromzufuhr ist nicht nötig, da der Sensor auf dem Prinzip der Druckmessung basiert [ROAC09].

CVM-Sensoren werden vornehmlich im Bereich des Flugzeugmonitoring [KOUS08] bei der automatischen Rissentwicklungsüberwachung eingesetzt. Aufgrund der flexiblen Kanalführung können die Sensoren allen denkbaren Formen angepasst werden (Bild 26). Weitere Einsatzbereiche, z. B. bei Stahlbetonbauteilen [STRU10] und der Möglichkeit der Schadensanalyse bei CFK-Lamellen [PEFB12], sind in Zukunft denkbar.

Carbon Kohlenstoffnanoröhren (Carbon Nanotubes, CNT)

Bei Carbon Nanotubes (CNT) handelt es sich um extrem dünne und lange Röhren aus Kohlenstoff

(Durchmesser: 1-10 Nanometer). Diese bestehen aus gekrümmten und in sich geschlossenen Kohlenstoffatomlagen (Bild 27). Dabei werden die CNT-Moleküle in einwandige Nanoröhren (Single Walled Carbon Nanotube, SWCNT) bzw. in mehrere konzentrisch ineinander verschachtelte Röhren (Multi Walled Carbon Nanotube, MWCNT) unterteilt. Sichtbar werden CNT erst unter speziellen Mikroskopen (Rasterkraftmikroskop).

Nanotubes weisen hervorragende mechanische Festigkeiten (100-mal höhere Zugfestigkeit als Stahl bei einem Sechstel seines Gewichtes [HVLG04]) sowie elektrische und thermische Eigenschaften auf [BGHW09]. Seit ihrer Entdeckung

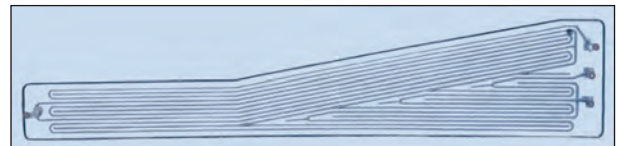


Bild 26: CVM Sensor [AUST12]

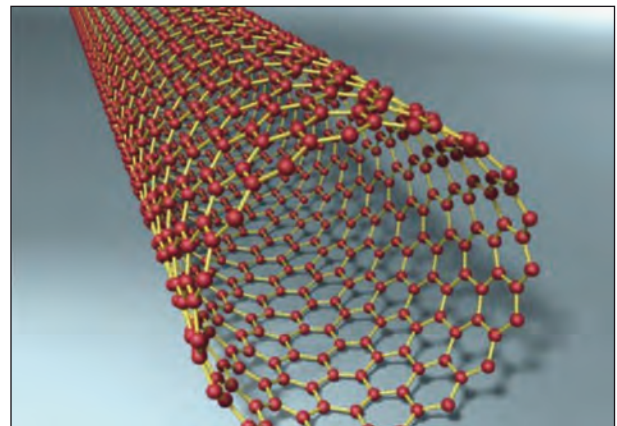


Bild 27: Einwandig aufgerolltes Kohlenstoffnanorohr [GUAR09]

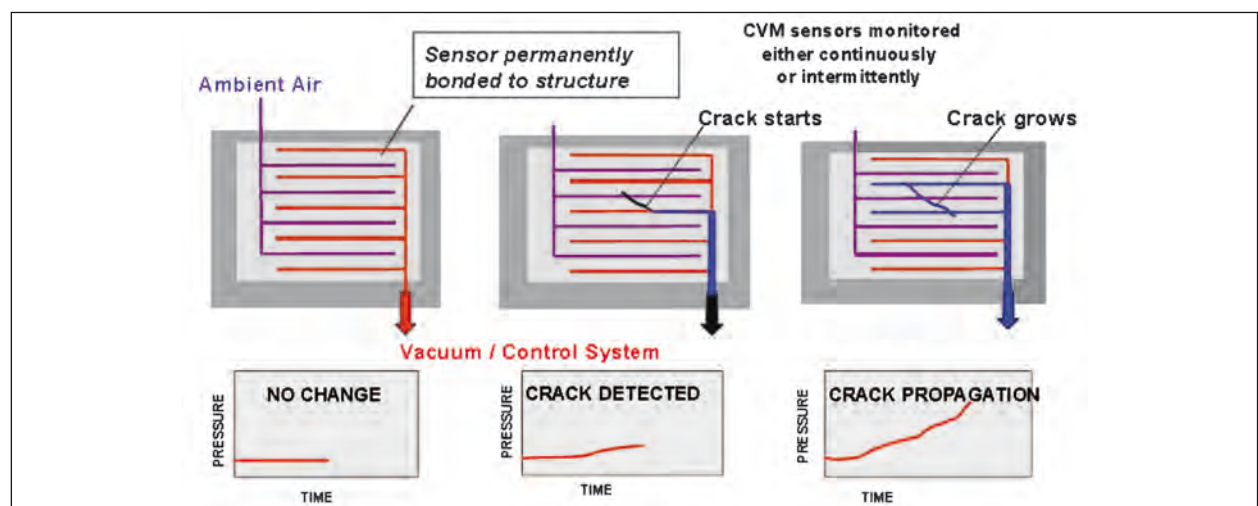


Bild 25: Funktionsweise eines CVM Sensors [AUST12]

im Jahr 1991 steigen die Einsatzmöglichkeiten der CNT [BGHW09]. Beispielsweise werden Carbon Nanotubes aufgrund ihrer exzellenten Leitfähigkeit als Transistoren eingesetzt [HVLG04].

Im Bereich des Structural Health Monitoring wurden in den letzten Jahrzehnten einige Sensoren auf Basis von CNT entwickelt. Dazu zählen beispielsweise Sensoren zur Messung von Dehnungen [KSKS06] oder zur Rissdetektion [LHPK07]. Zudem sind CNT (ähnlich den piezoelektrischen Sensoren) in der Lage, Energie durch Vibrationen zu gewinnen [KHKL06].

Faserverstärkte Verbundstrukturen lassen sich durch die Beimengung der CNT als Zusatzstoff (z. B. in CFK-Lamellen) mechanisch positiv beeinflussen. Werden die CNT-Netzwerke mechanisch belastet, zeigen diese eine messbare Änderung des Schichtwiderstandes. Eine direkte Bestimmung der Dehnung von CFK-Lamellen im Rahmen einer Verstärkungsmaßnahme ist ohne Applikationen zusätzlicher Sensoren möglich. Des Weiteren wird an einer Sprühbeschichtung mit CNT-Dehnungssensoren geforscht [GHAR12]. In Zukunft werden Carbon Nanotubes für die Entwicklung einer „Intelligenten Haut“ (Smart Skin) als Sensor bei der Überwachung von Bauwerken eingesetzt [KUKI12].

Da die Forschung sich auf dem Gebiet der elektromechanischen Sensorentwicklung mit CNT noch in einem frühen Stadium befindet, ist eine praktische Anwendung nicht abzusehen.

3.2.5 Zusammenfassung

Die derzeit eingesetzten sowie in Zukunft einsetzbaren Sensoren erlauben eine umfangreiche Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen. Die Entwicklungen der direkt in CFK-Lamellen eingebrachten Sensoren (z. B. eingestickte faseroptische Sensoren oder durch Hinzunahme von CNT in das CFK Gewebe) sowie die verschiedenen Möglichkeiten der direkten Messung der Spannkraft in externen Spanngliedern ermöglichen eine umfangreiche Überwachung dieser Verstärkungsverfahren. Die Wahl eines geeigneten Sensors zur Messung der in Kapitel 2 beschriebenen Messparameter kann anhand der Diagramme in den Bildern 28 bis 31 erfolgen.

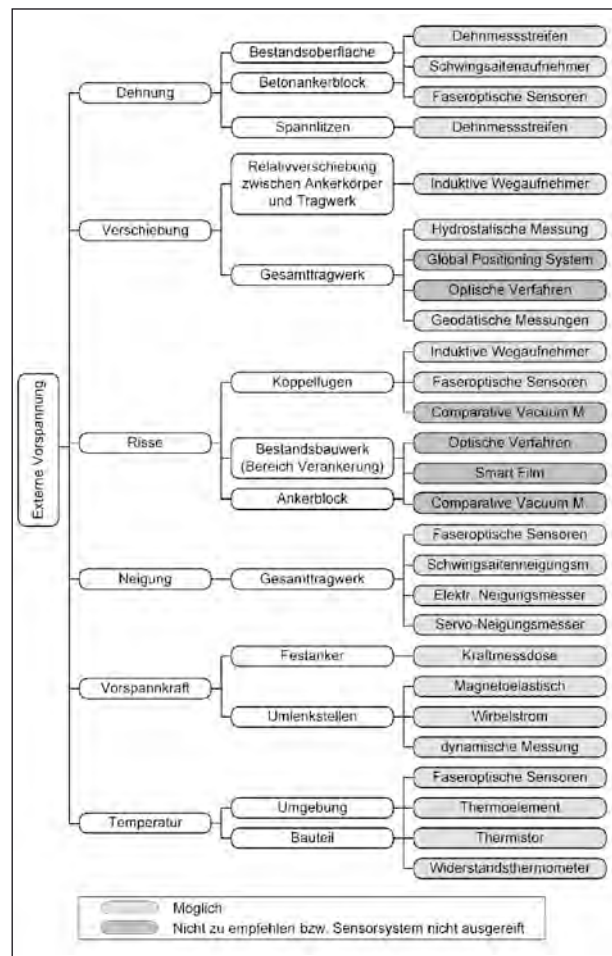


Bild 28: Messparameter und geeignete Sensoren bei Verstärkungsmaßnahmen von Brückentragwerken mit externer Vorspannung

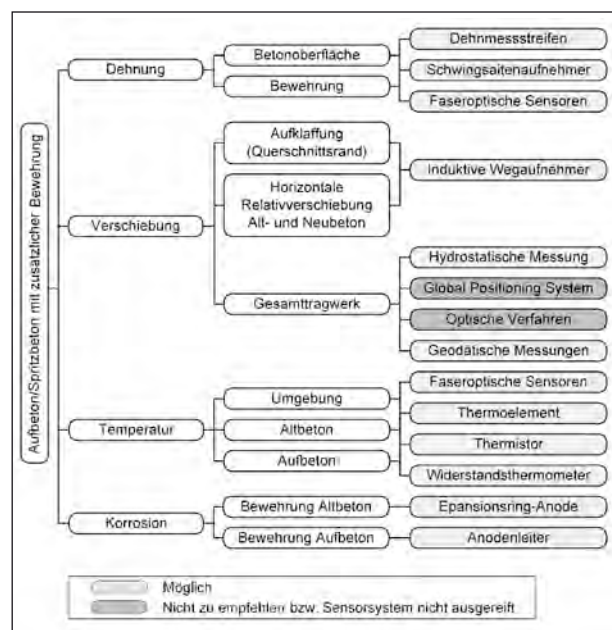


Bild 29: Messparameter und geeignete Sensoren bei Verstärkungsmaßnahmen von Brückentragwerken mit einer nachträglichen Betonschicht

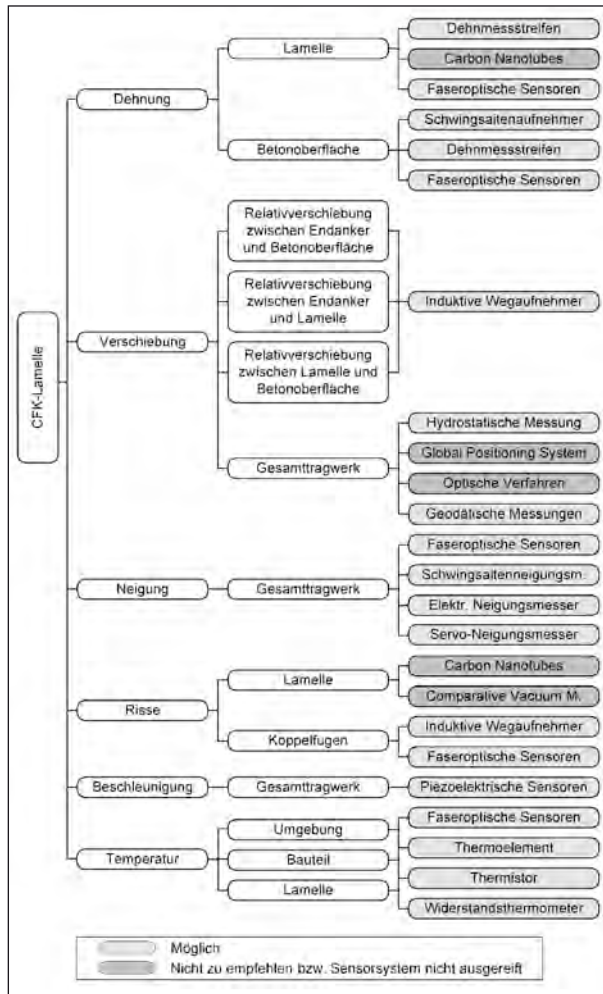


Bild 30: Messparameter und geeignete Sensoren bei Verstärkungsmaßnahmen von Brückentragwerken mit CFK-Lamellen

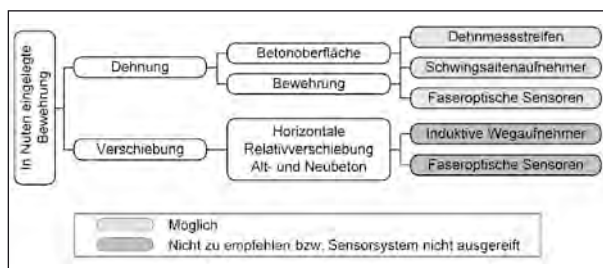


Bild 31: Messparameter und geeignete Sensoren bei Verstärkungsmaßnahmen von Brückentragwerken mit in Nuten eingelegter Bewehrung

3.3 Sensorposition und -anzahl

Durch eine ungünstige Lage der Sensoren kann es zu Fehlinterpretationen (z. B. bei der Eigenfrequenzanalyse eines Brückenbauwerks) kommen, die eine korrekte Beurteilung des Tragwerksverhaltens nur bedingt zulassen. Am Tragwerk selbst sind Messsensoren je nach ihren Eigen-

schaften vor umgebungsbedingten Angriffen zu schützen. Faktoren wie Umwelteinflüsse (Temperatur, Feuchtigkeit), chemische oder elektromagnetische Störfaktoren wirken sich auf die Messergebnisse im Verlauf der Zeit negativ aus. Diese sind im Vorfeld auszuschließen oder dementsprechend zu kompensieren.

Bei der Überwachung der Vorspannkraft ist die Messung an mehreren Stellen des Spanngliedes erforderlich, um mögliche Spannkraftverluste (z. B. aus Reibung an der Umlenkstelle) zu lokalisieren.

Um eine realitätsnahe Aussage über die Relativverformungen zwischen zwei Teilquerschnitten bei der Verstärkung mit Aufbeton treffen zu können, ist es zwingend erforderlich, an mehreren Stellen über den Brückenquerschnitt zu messen.

3.4 Sensornetze

Der Zusammenschluss der Sensoren zu einem Netzwerk kann drahtlos oder drahtgebunden erfolgen.

3.4.1 Drahtlose Netze

Bei drahtlosen Netzen erfolgt die Datenübertragung über die Funkübertragungsstandards WLAN (Wireless Local Area Network), Bluetooth oder ZigBee. Für den drahtlosen Datentransfer können drei Netzwerktopologien (Stern-Topologie, Multihop-Topologie und Multihop-Topologie mit Clustering) zur Anwendung kommen. Im Gegensatz zu drahtgebundenen Netzen besteht bei drahtlosen Sensornetzen nicht die Möglichkeit einer direkten Energieversorgung über Leitungen. Deswegen werden alternative Energiequellen wie Industriebatterien, wieder aufladbare Akkus oder Kondensatoren eingesetzt. Zum Wiederaufladen werden geeignete Ladeelektroniken wie Energy Harvesting Methoden [PFT07] (z. B.: über Piezogeneratoren [EBFR11] oder mit Solarzellen) genutzt. Insgesamt ist jedoch die zur Verfügung stehende Energie bei allen autarken Systemen beschränkt, weswegen der Strombedarf eines Sensors maßgeblich den Einsatzbereich bestimmt. In Zukunft können sogenannte MEMS-Sensoren aufgrund ihres kleinen Stromverbrauches im Bereich des Bauwerksmonitorings zum Einsatz kommen [KRGR10]. Ein ausführlicher Überblick über drahtlose Netze ist in [KRGR10] enthalten.

3.4.2 Drahtgebundene Netze

Der große Vorteil von drahtgebundenen Sensornetzen liegt in der Möglichkeit, den Strom und die Daten bei elektrischen Sensoren über Leitungen zu übertragen. Diese Drähte bestehen meist aus Kupfer und sind somit gegenüber Störeinflüssen (z. B. Rauschen) anfällig [SCKK12]. Insbesondere bei größeren Bauwerken können durch die zu überbrückende Strecke zwischen Sensor und Abnehmer Rauscheffekte in den Messungen entstehen. Zudem ist das Verlegen bei einer großen Anzahl an Leitungen zeit- und kostenaufwendig.

3.5 Messfehler/-ungenauigkeiten

Grundsätzlich muss bei jeder Messgröße von einer Abweichung zur tatsächlichen Größe und somit einer Ungenauigkeit der Messung ausgegangen werden. Jede Messung ist stets eine Schätzung des (wahren) Wertes der Messgröße [TEST13]. Die Verwendung von Messergebnissen erfordert deshalb die Kenntnis der Abweichungsgröße vom wahren Wert, um eine Aussage über die Wahrscheinlichkeit des wahren Wertes zu treffen [HAES04]. Eine Aussage kann durch die Hinzunahme von mathematischen Modellen (z. B. stochastischen Methoden) [DIN1319-3] erfolgen.

Eine umfangreiche Zusammenstellung der Einflüsse, die bei der Auswertung von Messergebnissen zu beachten sind, ist in Bild 32 dargestellt.

Zusammengefasst sind vier grundlegende Ursachen für eine Messabweichung verantwortlich [HERI12]:

- Systematische Messfehler: Ursachen liegen z. B. in der Messschaltung oder in den Eigenschaften der verwendeten Messkomponenten. Diese Fehler sind technisch in der Schaltung oder in der Signalverarbeitung zu beheben.
- Zufällige Messfehler: Gründe liegen in den Vorgängen in den Bauelementen (z. B.: durch Strahlung und Temperaturschwankungen). Diese Fehler lassen sich mit statistischen Methoden bestimmen und verringern.
- Grobe Messfehler: In der Regel bestehen grobe Messfehler aus Ausreißern in einer Messreihe und können aus den Messdaten herausgefiltert werden. Zum Beispiel können mathematische Algorithmen (unter anderem Wahrscheinlichkeitsverteilungen) genutzt werden [PKIS10].
- Methodische Messfehler: Diese sind z. B. Übertragungsfehler und lassen sich exakt definieren, jedoch nur mit hohem Aufwand beseitigen.

3.6 Messdauer und Abtastrate

Hinsichtlich der Messdauer wird zwischen einer kontinuierlichen, azyklischen, periodischen und ereignisbasierten Bauwerksüberwachung unterschieden [BESA04]. Bei der Bestimmung der

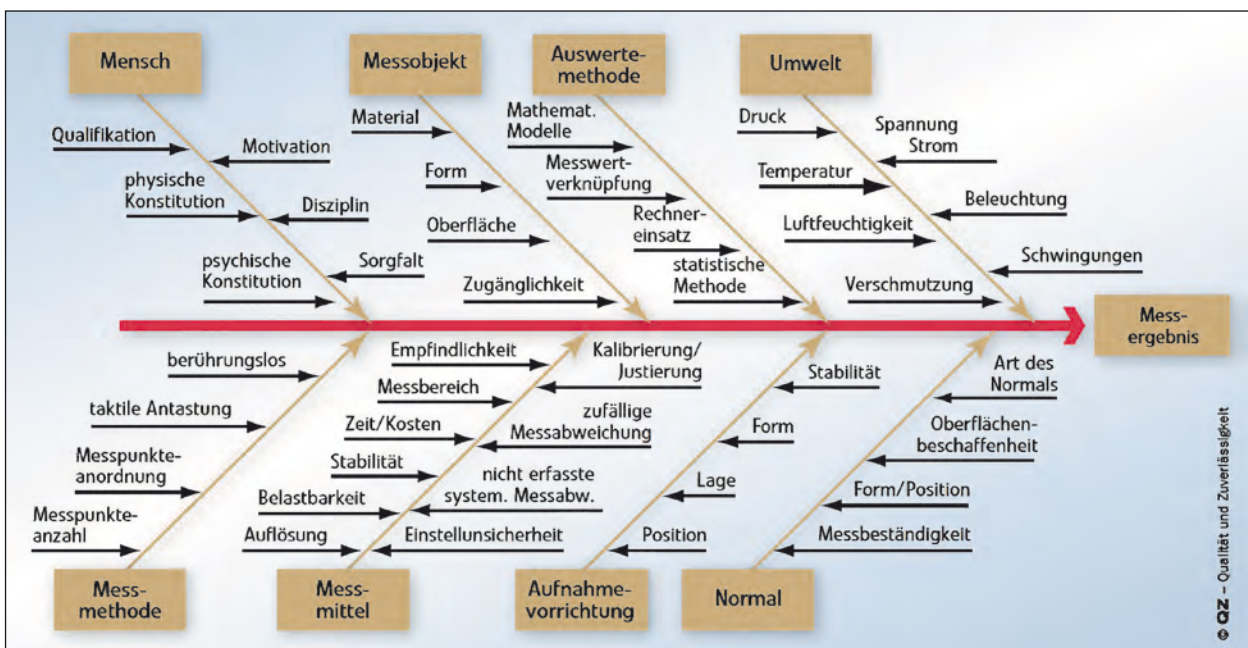


Bild 32: Einflüsse auf die Genauigkeiten von Messergebnissen [QZ11]

Effektivität einer Verstärkungsmaßnahme reicht es unter Umständen aus, eine ereignisbasierte Messung bei Überfahrten von schweren Lkws (z. B. mittels Weigh-in-Motion-Systemen zur Erfassung von Fahrzeuggewichten) vorzunehmen. Die Dauer der Messung entspricht dann der Dauer der Überfahrt.

Unabhängig von der Messdauer muss vor Beginn der Überwachung festgelegt werden, welche Abtastrate (Häufigkeit, mit der ein Signal abgefragt wird) bei der Messung erforderlich ist. In [PENK05] wird beispielsweise empfohlen, für die Beurteilung von Koppelfugenrissen Dehnungen und Rissbewegungen an der Betonoberfläche mit einer Abtastrate von 100 Hz zu messen, um die dynamischen Effekte aus der Verkehrsbelastung zu erfassen. Zur Filterung der Tragwerksreaktion aus einer Temperaturbeanspruchung reicht dagegen eine Messung mit einer kleinen Abtastrate (z. B.: 0,001 Hz [ZIWG09]) über einen langen Zeitraum.

3.7 Methoden der Datenvorverarbeitung

Grundsätzlich bestehen Daten neben den für die Bewertung eines Bauwerks interessanten Signalen auch aus möglichen Störsignalen [LOHN12]. Zu den vielen Techniken, die zur Verringerung von Rauschen in einem Messsystem führen, gehören eine angemessene Schirmung, Signalanbindung und Verkabelung. Weitere Maßnahmen zur Reduzierung von Rauscheffekten in DMS-Schaltungen werden in [MICR10] vorgeschlagen.

Neben der Filterung unerwünschter Messstörungen ist es unter Umständen notwendig, Messergebnisse aus verschiedenen Einwirkungen zu unterscheiden. Bei älteren Brücken sind zeitabhängige Verformungen aus Schwinden und Kriechen abgeschlossen [BRME03]. Temperaturbeanspruchungen und die steigende Verkehrsentwicklung bilden somit die dominanten Einwirkungen auf Brückenbauwerke. Insbesondere besteht die Frage, inwieweit Temperaturänderungen das jeweilige Verstärkungsverfahren beeinflussen. Bei einer Dauerüberwachung müssen unter Umständen die Auswirkungen kurzfristiger Temperaturbeanspruchungen (Tag/Nacht) auf die Messgrößen von denen der langfristigen (versch. Jahreszeiten) beachtet werden. Die Frequenz einer täglichen Messung ist, wie in Bild 33 erkennbar ist, viel stärker als die einer jährlichen Messung.

Der Anteil aus der jährlichen Temperaturvariation lässt sich unter anderem durch die Tiefpassfilterung (Lowpass-filter) oder durch Glättung des Signals – z. B. durch Bildung des gleitenden Mittelwertes (Moving Average Filter) – von der täglichen Temperaturvariation extrahieren [LATS11].

Bild 34 zeigt die mögliche Vorgehensweise, um die Tragwerksreaktionen infolge der Temperaturbeanspruchung von denen infolge des Verkehrs aus den Messungen zu isolieren. Dies geschieht durch die Extraktion des Anteils aus Temperatur während eines vorübergehend konstanten Dehnungsverlaufs. Das nur durch die Verkehrsbelastung resultierende Tragwerksverhalten erhält man dann durch Subtraktion der gesamten von der konstanten (Temperatur) Beanspruchung.

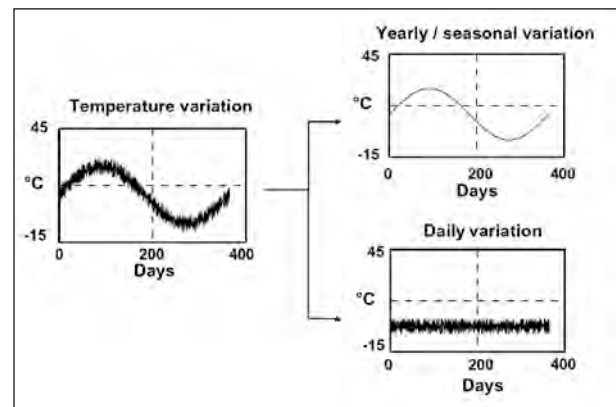


Bild 33: Herausfiltern von täglichen und jährlichen Temperatureinflüssen [LATS11]

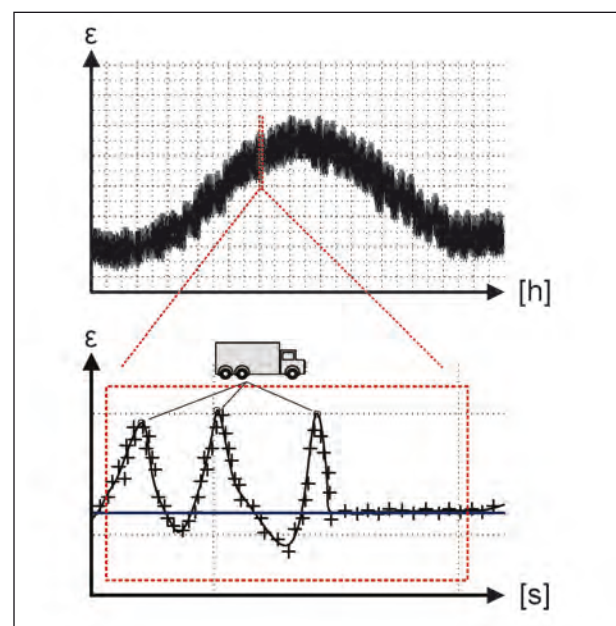


Bild 34: Separation der Bauwerksreaktionen infolge Temperatureinflüssen und Verkehrseinwirkungen

4 Komponenten zur Extraktion von Merkmalen und Diagnose

Die Extraktion von Merkmalen aus den aufgezeichneten Messdaten und die darauf folgende Diagnose stellen einen Kernpunkt des Überwachungssystems dar. Grundsätzlich stehen zwei Modelle für die Überwachung von Bauwerken zur Verfügung. Beim Einsatz von physikalischen Modellen wird ein parametrisiertes Rechenmodell anhand von Messungen an das reale Tragwerk angepasst. Das nicht-physikalische Modell bildet eine datenbasierte Methode, welches zum Erkennen von Mustern in den Messdaten verwendet wird. Nichtphysikalische Methoden müssen vor ihrer Anwendung mithilfe von Lernmethoden trainiert werden.

4.1 Physikalische Modelle

Physikalische Modelle werden für die mathematische Beschreibung von mechanischen Systemen genutzt. Diese Systeme können als einfache Ersatzsysteme, Stab- bzw. Balkenmodelle oder umfangreiche Rechenmodelle (meist Finite-Elemente-Modelle) numerisch nachgebildet werden. Brückenbauwerke werden aufgrund ihrer Komplexität meist mit der FE-Methode modelliert. Aufgrund von idealisierten Bauwerksparametern wie Abmessungen und Materialien sind diese Modelle jedoch nicht in der Lage, alle Aspekte des tatsächlichen Strukturverhaltens wiederzugeben. Somit weichen die analytischen Vorhersagen von den am Bauwerk gemessenen Daten ab. Daher bedarf es einer Aktualisierung und Kalibrierung der unsicheren Parameter des FE-Modells (Finite Element Model Updating, Modellanpassung), um eine weitere verbesserte Annäherung an die tatsächliche Struktur zu erhalten. Die Anwendung von Finite Element Model Updating bei der Erfassung der Eigenschaften von Brückenbauwerken ist vielfältig [RECH10]:

- strukturelle Parameteridentifikation,
- Identifizierung von Schäden,
- Bauwerksüberwachung,
- strukturelle Beurteilung und Bewertung,
- strukturelle Vorhersagen.

In den letzten Jahren wurde eine Vielzahl von FE-Modellen von Brückentragwerken zum besseren Verständnis des Tragverhaltens generiert. Eine ausführliche Zusammenfassung von Möglichkeiten

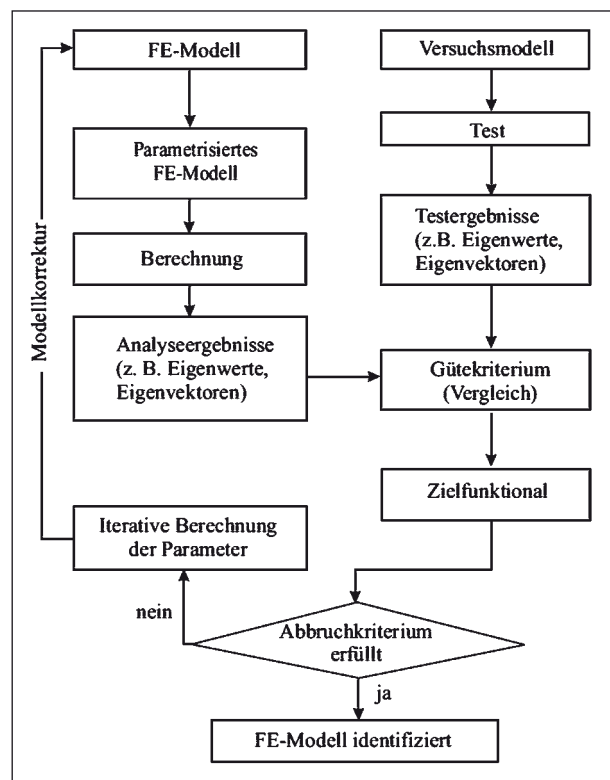


Bild 35: Allgemeines Ablaufschema eines Modell-Updating-Prozesses [LIND08]

und Verfahren bei der Anpassung von Finite-Elemente-Strukturmodellen ist in [FRMO96] gegeben. Vorteil des Einsatzes physikalischer Modelle besteht in der Möglichkeit, durch das Strukturmodell wertvolle Informationen über das Verhalten der verstärkten Brücke zu erhalten.

Allgemein lässt sich der Ablauf eines Modell-Updating-Prozesses nach Bild 35 beschreiben. Gegenwärtig stellt das Vorgehen über dynamische Messungen und deren Interpretation die häufigste Methode der Modellanpassung dar. Die Methodik nutzt für den Abgleich der Rechenmodelle dynamische Systemcharakteristika, die unmittelbar aus Messungen gewonnen werden. Hierzu finden insbesondere modale Systemeigenschaften (Eigenfrequenzen und Eigenformen) und die Verläufe der Übertragungsfunktionen Verwendung.

Die FEM-Kalibrierung ist mit einem hohen rechnerischen Aufwand verbunden. Zudem besteht die Gefahr, aufgrund der hohen Anzahl der zu kalibrierenden Modellparameter keine eindeutigen Lösungen zu finden. Weiterhin verursachen diverse Fehlerquellen Unsicherheiten bei der Identifikation der Bauwerkseigenschaften (siehe Tabelle 3).

In [ZHXD07] wurde die Tragfähigkeit einer Plattenbrücke mit vier Feldern durch die Applikation von

Fehler	Beschreibung
Modellstrukturfehler	Entstehen aufgrund von Modellierungsproblemen z. B. bei Dämpfungselementen, Gelenken, Schweißnähten oder Kanten.
Mathematische bzw. Numerische Fehler	Resultieren aus der Schwierigkeit, nichtlineare Zusammenhänge zu modellieren.
Fehler in den Modellparametern	Realitätsnahe Materialeigenschaften sind in der Regel schwer abzubilden.
Messfehler	Beeinflussung von falschen Messdaten (siehe auch Kapitel 3.5).

Tab. 3: Fehlerquellen für Abweichungen bei einer FEM-Kalibrierung nach [MARW10]

CFK-Lamellen in Feldmitte (unter dem Überbau) und im Stützenbereich (auf dem Überbau) gesteigert. Ein FE-Modell wurde jeweils vor und nach der Verstärkung anhand von dynamischen Messungen den Messdaten angepasst. Mit diesen Rechenmodellen konnte die maximale Tragfähigkeit jeweils berechnet und eine mittlere Zunahme von 48 % in Feldmitte und 44 % im Stützenbereich bestimmt werden.

4.2 Nichtphysikalische Modelle

Für die Zustandsbewertung eines Brückenbauwerks können nichtphysikalische Methode angewendet werden. Hierfür werden mathematische Algorithmen dazu genutzt, anhand von Messdaten, Änderung in einem System zu erkennen [PKIS10]. Dafür müssen zunächst Trainingsdaten durch statische oder dynamische Messungen akkumuliert werden, um einen Referenzzustand zu trainieren. In der Folge können neue Messungen mit diesem Zustand verglichen werden. Durch Abweichungen vom Referenzzustand kann auf eine Veränderung im Tragwerk geschlossen werden.

Zu diesem Zweck werden rohe Messdaten (z. B. Schwingbeschleunigungen oder Bauteildehnungen) oder auch bereits verarbeitete Informationen (z. B. modale Eigenschaften) für eine Merkmalextraktion genutzt. Um möglichst viele Ereignisse (Einwirkungen aus Temperatur und Verkehr) zu erhalten, sind Daten aus einem ausreichend langen Zeitraum notwendig.

In den letzten Jahrzehnten gab es eine Vielzahl von Forschungsvorhaben bezüglich der Erkennung bzw. Beurteilung von Schäden mittels nichtphysikalischer Modelle an Brücken. In der Regel basieren diese Verfahren auf der Deutung von Veränderungen in der Tragstruktur (z. B. über die Änderung des Schwingungsverhaltens [FAQI11]).

Da Bauwerksverstärkungen das Tragwerkverhalten beeinflussen, können nichtphysikalische Modelle mittels Messdaten dazu trainiert werden, zwischen

dem Zustand der verstärkten und der unverstärkten Brücke zu unterscheiden. Auch die Abnahme des Einflusses einer Verstärkung auf das Tragwerk kann durch Änderung im Verhalten bestimmt werden. Im Folgenden werden nichtphysikalische Methoden zur Detektion von Zustandsänderungen ausgewählt und kurz erläutert.

4.2.1 Vergleich der Tragwerksreaktionen vor und nach der Verstärkung

Werden Verstärkungsverfahren zur Steigerung der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit eingesetzt, ändert sich bei einer erfolgreichen Durchführung das statische sowie dynamische Tragwerksverhalten. Anhand von Bauwerksversuchen vor und nach der Tragwerksverstärkung kann gemessen werden, inwieweit die Verstärkung eine Verbesserung des Brückenzustandes darstellt.

Vergleich statisch gemessener Tragwerksreaktionen

An mehreren Brücken ([WJCZ09], [SPNH02], [LNRD00]) wurden mittels statischer Bauwerksversuche Tragwerksverformungen sowie -dehnungen an ausgewählten Stellen vor und nach der Verstärkung gemessen und miteinander verglichen (siehe Bild 36). Dabei konnte eine Verringerung dieser Messparameter festgestellt werden. Solche direkten Vergleiche bieten sich zur Quantifizierung der Effektivität einer Maßnahme unmittelbar nach der Verstärkung an. Um das Tragverhalten infolge der Verstärkung an einem späteren Zeitpunkt zu bestimmen, müssen wiederholt Bauwerksversuche durchgeführt werden. Diese sind mit der Sperrung der Brücke verbunden und somit für eine praktische Anwendung nur eingeschränkt geeignet.

Alternativ ist eine Messung bei Gebrauchslasten für eine Dauerüberwachung ausführbar. Diese muss dann aufgrund unterschiedlicher Verkehrsintensität statistisch ausgewertet werden. Die Messung sollte

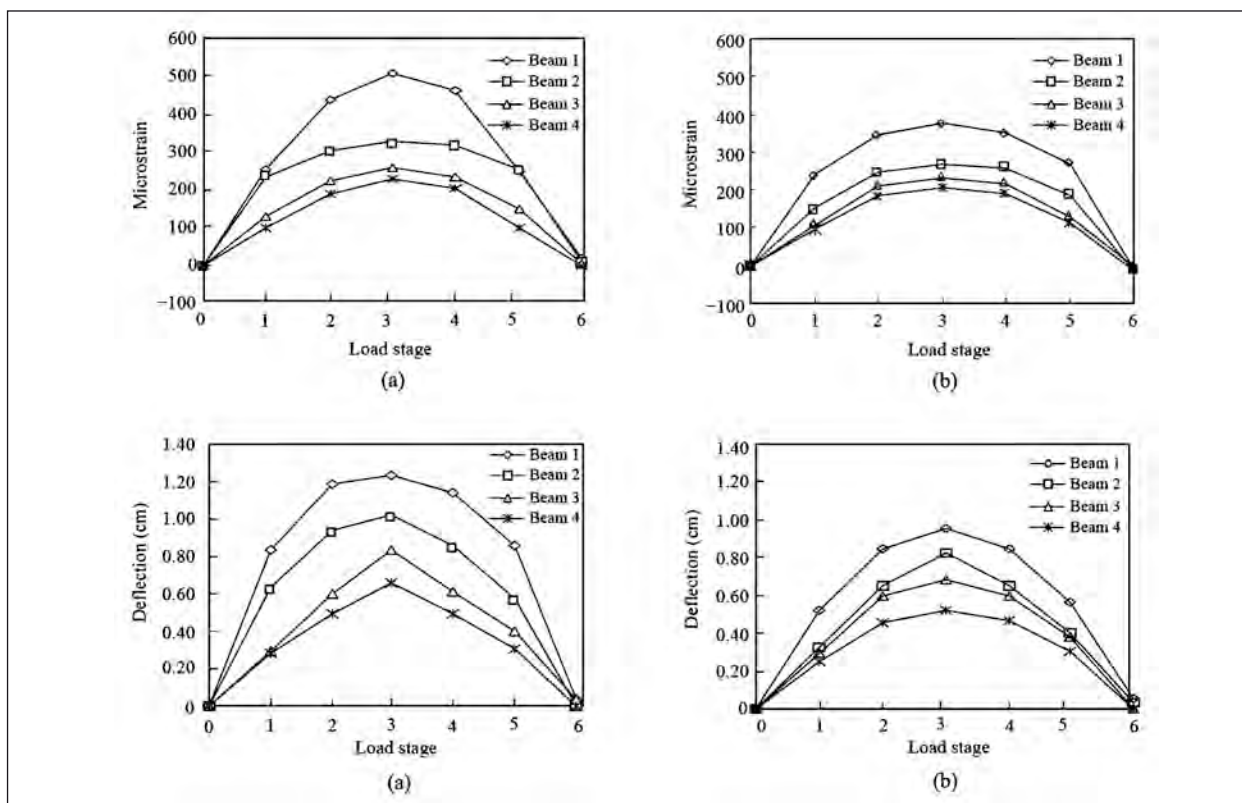


Bild 36: Messung der Dehnung (oben) bzw. Verformung (unten) an einer Plattenbalkenbrücke vor der Verstärkung (a) und nach der Verstärkung (b) mit vorgespannten CFK-Lamellen an 4 verschiedenen Balken [WJCZ09]

dementsprechend über einen längeren Zeitraum und unter möglichst identischen Bedingungen durchgeführt werden.

Vergleich dynamisch gemessener Tragwerksreaktionen

In [CGCB06] und [AKBK11] wurden dynamische Messungen vor und nach der Verstärkung einer Brücke mit CFK-Lamellen durchgeführt. In Folge der Maßnahme konnte die Eigenfrequenz gesteigert werden. Wie aus Tabelle 4 deutlich wird, ist die Erhöhung der Frequenz durch die Verstärkung geringfügig.

Zusammenfassend kann die Effektivität einer Verstärkungsmaßnahme durch den Vergleich der Tragwerksantworten vor und nach der Verstärkung mittels Bauwerksversuchen beschrieben werden:

$$\eta = \frac{X_n}{X_v} \tag{2}$$

η : Effektivität

X_n : Tragwerksantwort nach der Verstärkung

X_v : Tragwerksantwort vor der Verstärkung

Eigenform Nr.	Versuch vor CFK (HZ)	Versuch nach CFK (HZ)	Frequenzänderung (%)	Steifigkeitsänderung (k_2/k_1)
1	2.64	2.83	7.20	1.15
2	3.39	3.61	6.49	1.13
3	4.28	4.39	2.57	1.05
4	5.36	5.45	1.68	1.03
5	6.24	6.33	1.44	1.03
6	-	9.55	-	-
7	10.23	10.54	3.03	1.06
8	-	10.92	-	-
9	12.28	12.38	0.81	1.02

Tab. 4: Frequenzen vor und nach der Brückenverstärkung mit CFK-Lamellen aus [CGCB06]

4.2.2 Datenauswertung mittels Clusteranalyse

Clusteranalysen bieten sich an, um Klassenzugehörigkeiten von Datenobjekten festzustellen (siehe Bild 37). Im Kernpunkt sollen die in einem Cluster (Gruppen) vorhandenen Daten hinsichtlich ihrer Merkmalausprägungen eine möglichst große Homogenität aufweisen. Im Umkehrschluss soll eine Klasse im Vergleich zu einer anderen Klasse

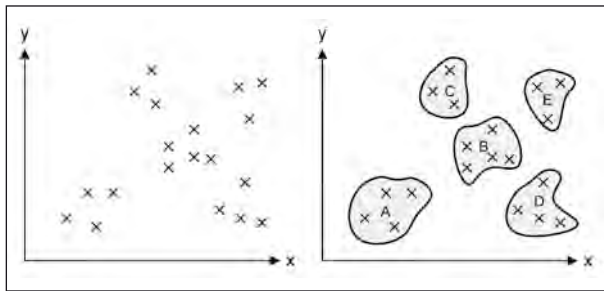


Bild 37: Vereinfachte Darstellung von Clusterbildungen

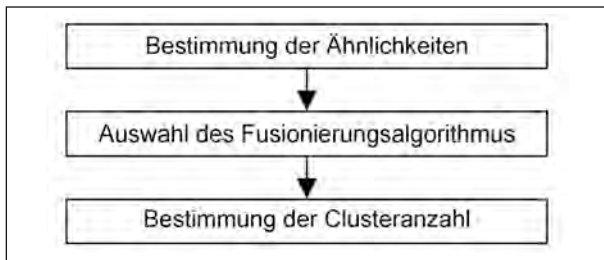


Bild 38: Ablaufschritte der hierarchischen Clusteranalyse [BEPW08]

dieser möglichst unähnlich sein [BEPW08]. Das Clustering stellt eine Disziplin des Data Mining dar, welches zur Analyse von Mustern und Zusammenhängen in großen Datenmengen eingesetzt wird [GAPR12].

Bei der Clusteranalyse sind verschiedene Methoden und Verfahren für die Gruppenbildung entwickelt worden [BEPW08]. Im Folgenden werden die grundsätzlichen Ablaufschritte für die Extraktion von Informationen kurz erläutert. Das allgemeine Ablaufschema ist in Bild 38 beschrieben. Im Vordergrund steht hier das hierarchische Verfahren, welches bei diversen Anwendungsfällen eingesetzt wird.

1. Schritt: Bestimmung der Ähnlichkeiten

Im ersten Schritt geht es um die Quantifizierung der Ähnlichkeit zwischen den Objekten. Für die Beschreibung der Ähnlichkeit von Objekten sind grundsätzlich zwei Methoden anwendbar. Anhand eines Wertes kann das Ähnlichkeitsmaß beschrieben werden (siehe z. B. [BEPW08]). Alternativ wird durch Messung der Distanz zwischen den Objekten eine Aussage über die Ähnlichkeit getroffen: Je größer die Distanz wird, desto unähnlicher sind die Objekte. Folglich bildet der Abstand 0 den Grenzzustand (Objekte sind identisch). Viele Ansätze finden in der Clusteranalyse Anwendung. Ein geeignetes Verfahren für die Distanzmessung bildet z. B. die sog. Minkowski-Metrik:

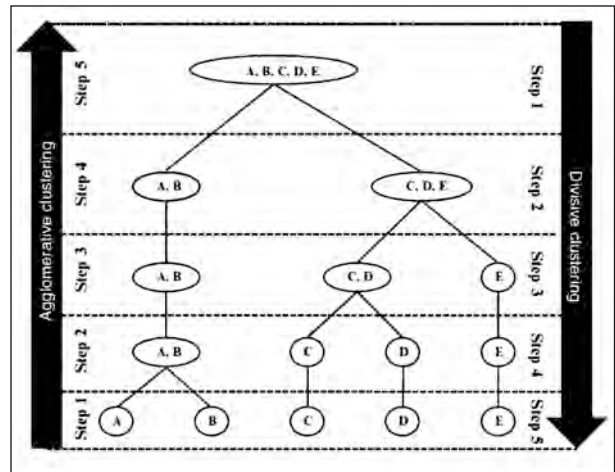


Bild 39: Veranschaulichung der grundlegenden Methode der agglomerativen und divisiven Clusteringmethode [MOSA11]

$$d_{k,l} = \left[\sum_{j=1}^J |x_{kj} - x_{lj}|^r \right]^{1/r} \tag{3}$$

$d_{k,l}$: Distanz zwischen den Objekten k und l

x_{kj}, x_{lj} : Werte der Variablen j bei Objekt k, l
(j = 1, 2, ..., J)

$r \geq 1$: Minkowski-Konstante

(z.B.: $r = 2$: „Euklidische Distanzmessung“)

2. Schritt: Auswahl des Fusionierungsalgorithmus

Die gewonnenen Distanzbeziehungen bilden nun den Ausgangspunkt der Clusteralgorithmen, die eine Gruppierung der Objekte zum Ziel haben. In Bild 39 ist das Vorgehen für die Gruppierung mittels des oft genutzten hierarchischen Verfahrens anschaulich dargestellt. Den Ausgangspunkt bei dem agglomerativen Verfahren (Agglomerative Clustering) bildet die feinste Partition. Jedes Objekt stellt somit ein Cluster dar. Um alle Gruppen zu unterscheiden, werden die Ähnlichkeiten der Objekte (z. B. die Distanz) berechnet und jeweils die Gruppen mit der größten Ähnlichkeit zu einem Cluster zusammengefasst. Dieses Vorgehen wird solange wiederholt, bis alle Untersuchungsobjekte in einer Gruppe enthalten sind. Bei dem divisiven Algorithmus (Divisive Clustering) dagegen sind alle Fälle zu Beginn in einer Gruppe (grobe Partition) und werden danach sukzessive aufgeteilt.

3. Schritt: Bestimmung der Clusterzahl

Im dritten Schritt muss die optimale Anzahl an Gruppen bestimmt werden. Verschiedene Verfah-

ren zu der Bestimmung der Clusterzahlen sind bekannt. Eine ausführliche Zusammenstellung ist in [DIFN08] enthalten. Als eine Möglichkeit ist das Kriterium nach CALINSKI/HARABASZ zu nennen, welches für metrische Merkmale geeignet ist. Es nimmt in Analogie zu einer Varianzanalyse eine Gegenüberstellung der Inner-Gruppen-Streuung (W) und der Zwischen-Gruppen-Streuung (B) vor. Für jede Cluster-Lösung mit K Gruppen wird der sogenannte CH-Index berechnet, der eine Bestimmung der Anzahl von Klassen ermöglicht [BEPW08]. Ein anschauliches Beispiel zur Berechnung des CH-Wert kann [HAND10] entnommen werden.

Übertragbarkeit auf die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

In [CUCR12] werden verschiedene Clusteringverfahren genutzt, um an einer Stahleisenbahnbrücke anhand von dynamischen Messungen den Einfluss der Verstärkung auf das Tragwerk aufzuzeigen. Hier wurden vor und nach der Verstärkung des Tragwerks die modalen Eigenschaften bestimmt und in Gruppen aufgeteilt. Durch eine mehrjährige Überwachung konnte anhand der Interpretation der Messdaten eine Abnahme des Einflusses der Verstärkung festgestellt werden, da die Messdaten nach und nach in die Gruppe des unverstärkten Zustandes eingeordnet wurden.

4.2.3 Datenauswertung mittels Neuronaler Netze

Künstliche Neuronale Netze (Artificial Neural Networks, ANN) bilden mathematische Modelle zur Simulation der Struktur und des Verhaltens ihrer biologischen Vorbilder. Ihre Funktionalität ist dabei

nicht fest vorprogrammiert; vielmehr lernen die Netze anhand von Erfolgen oder Misserfolgen über gewichtetes Ein- oder Ausblenden der einzelnen Neuronen Zusammenhänge in den Lerndaten [BOTH98]. Der Prozess lässt sich als Black-Box-System beschreiben. Der Inferenzprozess ist nicht einsehbar, was bei dem Haupteinsatzgebiet von ANN, der Mustererkennung, nicht notwendig ist [LUBA09]. Die wesentlichen Merkmale und Eigenschaften der Neuronalen Netze sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Ausführliche Informationen zu dem Themengebiet der Neuronale Netzwerke können der einschlägigen Literatur entnommen werden (z. B.: [REWE11], [KRIE07]).

Im Ingenieurbau bieten ANN die Möglichkeit nicht-lineare und komplexe Zusammenhänge ohne großen Aufwand zu analysieren. Im Bereich des Bauwesens werden Neuronale Netze beispielsweise genutzt, um die Genauigkeit der Identifizierung von Betonfestigkeiten aus verschiedenen zerstörungsfreien Methoden zu steigern [HOSC05]. Auch im Themenfeld der Bauphysik sind verschiedene Einsatzgebiete vorhanden [SCSC07]. Im Bereich von Überwachungsmaßnahmen werden Neuronale Netze z. B. zur Echtzeitüberwachung von Messdaten im Anlagenbau genutzt [HOOR10].

Im Folgenden werden die Grundzüge von Künstlichen Neuronalen Netzwerken vorgestellt und aufgezeigt, wie diese Netzwerke Änderungen im Tragwerksverhalten infolge einer nachträglichen Verstärkung erkennen können.

In Bild 40 ist der typische Aufbau eines Künstlichen Neuronalen Netzes dargestellt. Dieses besteht aus einem Netzwerk von Knoten (Neuronen, Units) und deren Verknüpfungen untereinander. In der Regel

Eigenschaft	Beschreibung
Lernfähigkeit	Bestimmung der optimalen Netzparameter (= Gewichte der Verbindungen in der Lern- bzw. Trainingsphase); dabei Bestimmung der wichtigsten, essentiellen Eigenschaften der Eingangsmuster
Adaptives Verhalten	Eigenschaft einiger neuronaler Netze, die Parameter in der Anwendungsphase weiter anzupassen, also weiterzulernen
Fähigkeit zur Verarbeitung fehlerhafter und unvollständiger Information	Bestimmung des richtigen Ausgangsmusters bei gestörten Eingangsmustern (oder unvollständigen Eingangsmustern als Sonderfall eines gestörten Musters)
Massive Parallelität	Jedes Neuron kann als einzelnes, unabhängiges System betrachtet werden. Die Simulationsprogramme der einzelnen Neuronen können parallel auf allen verfügbaren Prozessoren eines Multiprozessorsystems abgearbeitet werden
Hardware-Implantierbarkeit	Realisierung der Neuronen durch „maßgeschneiderte“ Chips
Fehlertoleranz	Ausfall eines Neurons führt nicht zum Totalausfall, nur zur meist unbedeutenden Verschlechterung des Übertragungsverhaltens des Netzes

Tab. 5: Eigenschaften und Merkmale von Neuronalen Netzen aus [LANG02]

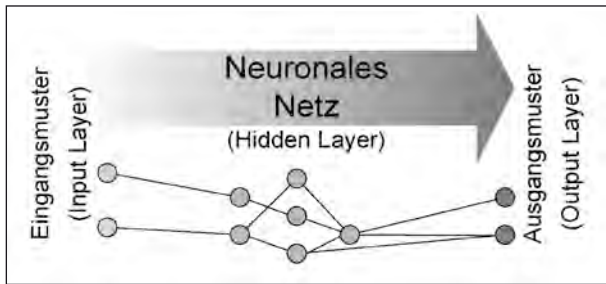


Bild 40: Schematische Darstellung eines Feed Forward ANN

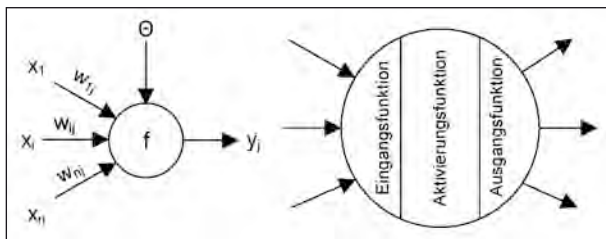


Bild 41: Prinzipskizze eines Neurons

besteht ein Künstliches Neuronales Netz aus der Eingangsschicht (Input Layer), einer verdeckten Schicht (Hidden Layer) und der Ausgangsschicht (Output Layer). Die Neuronen sind je nach Topologie des Verbindungsnetzwerks untereinander verbunden. Die Stärke einer Verbindung wird durch ein Gewicht ausgedrückt. Neuronen dienen dazu, Informationen von anderen Neuronen oder aus der Umwelt aufzunehmen und in modifizierter Form weiterzuleiten (siehe Bild 41).

Innerhalb eines Neurons werden Informationen verarbeitet [REWE11]. Die Übertragungsfunktion f ist wie folgt aufgeteilt: Die Eingangsfunktion (Propagierungsfunktion) berechnet die Netzeingabe des Neurons aus den Verbindungen und ihren Gewichten. Der Wert a_j bildet dabei die Ausgabe der sendenden Unit j ab. w_{ij} stellen die Verbindungsgewichte zwischen der empfangenden Zelle i und der Unit j dar:

$$\text{netinput}_i = \sum_j a_j \cdot w_{ij} \quad (4)$$

Die Aktivierungsfunktion bestimmt, wie sich der Aktivierungszustand des Neurons aus der alten Aktivierung und der Netzeingabe berechnet. Zahlreiche Aktivitätsfunktionen lassen sich hierzu einsetzen. Eine vielfach genutzte Aktivitätsfunktion ist beispielsweise die logistische Aktivitätsfunktion, welche bei neuronalen Netzen mit kontinuierlichen Ausgangswerten verwendet wird [LANG02]:

$$a_i = \frac{1}{1 + e^{-\text{netinput}_i}} \quad (5)$$

Der Ausgabewert o_i in der Ausgangsfunktion des Neurons entspricht häufig dem Aktivitätslevel a_i und wird in diesem Fall als Identität bezeichnet:

$$o_i = a_i \quad (6)$$

Zusätzlich kann eine sogenannte Bias-Unit Θ (siehe auch in Bild 41) als Feineinstellung des Neuronales Netzes dienen. Meist wird bei der Netzwerkinitialisierung auf diese Unit verzichtet.

Für die Netztopologie kommt eine Vielzahl von Typen zum Einsatz. Welche Art ausgewählt werden kann, hängt hierbei von der spezifischen Problemstellung ab. Ein weit verbreiteter und für viele Problemlösungen möglicher Modelltyp ist das Feed-Forward-Netz. Dabei ist die Verbindung von einem Neuron ausschließlich zu einem Neuron der nächsten Schicht in Richtung des Output-Layers vorgesehen [KRIE07]. Eine beispielhafte Illustration für ein Feed-Forward-Netzwerk mit drei Hidden-Layern zeigt Bild 40.

Die Festlegung der Neuronenzahl ist problemspezifisch und erfolgt meist experimentell. Ein kleines Netzwerk mit zu wenigen Freiheitsgraden führt zu unzureichenden Ergebnissen, eine zu große Anzahl an Parametern zu einem unnötig hohen Aufwand in dem Training [SCSC07].

Der Kernpunkt der ANN ist die Fähigkeit, unbekannte Zusammenhänge in vorgegebenen Daten zu erkennen. In der Trainingsphase wird das gewählte Netz an das vorgegebene Lernmaterial angepasst. Der Lernvorgang kann mittels verschiedener Methoden ausgeführt werden. Ein übliches Vorgehen liegt in der Änderung der Gewichtung (w_{ij}). Des Weiteren kann das Netzwerk durch Anpassen von Schwellwerten der Neuronen, Hinzufügen neuer Verbindungen (bzw. Neuronen) oder Löschen bestehender Verbindungen (bzw. Neuronen) trainiert werden.

Übertragbarkeit des Verfahrens auf die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Neuronale Netze können wie die zuvor beschriebene Clusteranalyse genutzt werden, um ein Schema im Verlauf der Messdatenreihe zu erkennen. In Bild 42 und Bild 43 kann die Möglichkeit der Anwendung von ANN bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen anhand der Messungen von mechanischen Messparametern (hier: Dehnungen und Verschiebungen) und physikalischen Parametern (hier: Bauteil- und Oberflächentemperatur) am Bauwerk aufgezeigt werden. Vor der Verstärkungs-

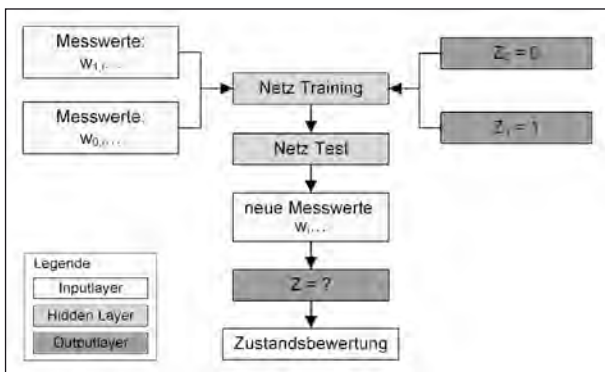


Bild 42: Ablaufschema bei der Zustandsbewertung der Verstärkung mittels ANN

maßnahme werden an ausgewählten Positionen am Bauwerk Sensoren appliziert.

Daraufhin werden über einen langen Zeitraum die Bauteilreaktionen unter Gebrauchslast vor und nach der Verstärkung aufgezeichnet. Mit diesen Messdaten wird das Netz mit einem definierten Ausgangswert (z. B. $Z = 0$ für Zustand „unverstärkt“ und $Z = 1$ für Zustand „verstärkt“) trainiert. Nach Abschluss der Trainingsphase kann nun das neuronale Netz zwischen dem unverstärkten und verstärkten Zustand unterscheiden. Im Folgenden wird das Netz dafür genutzt, die Zustände zu erkennen.

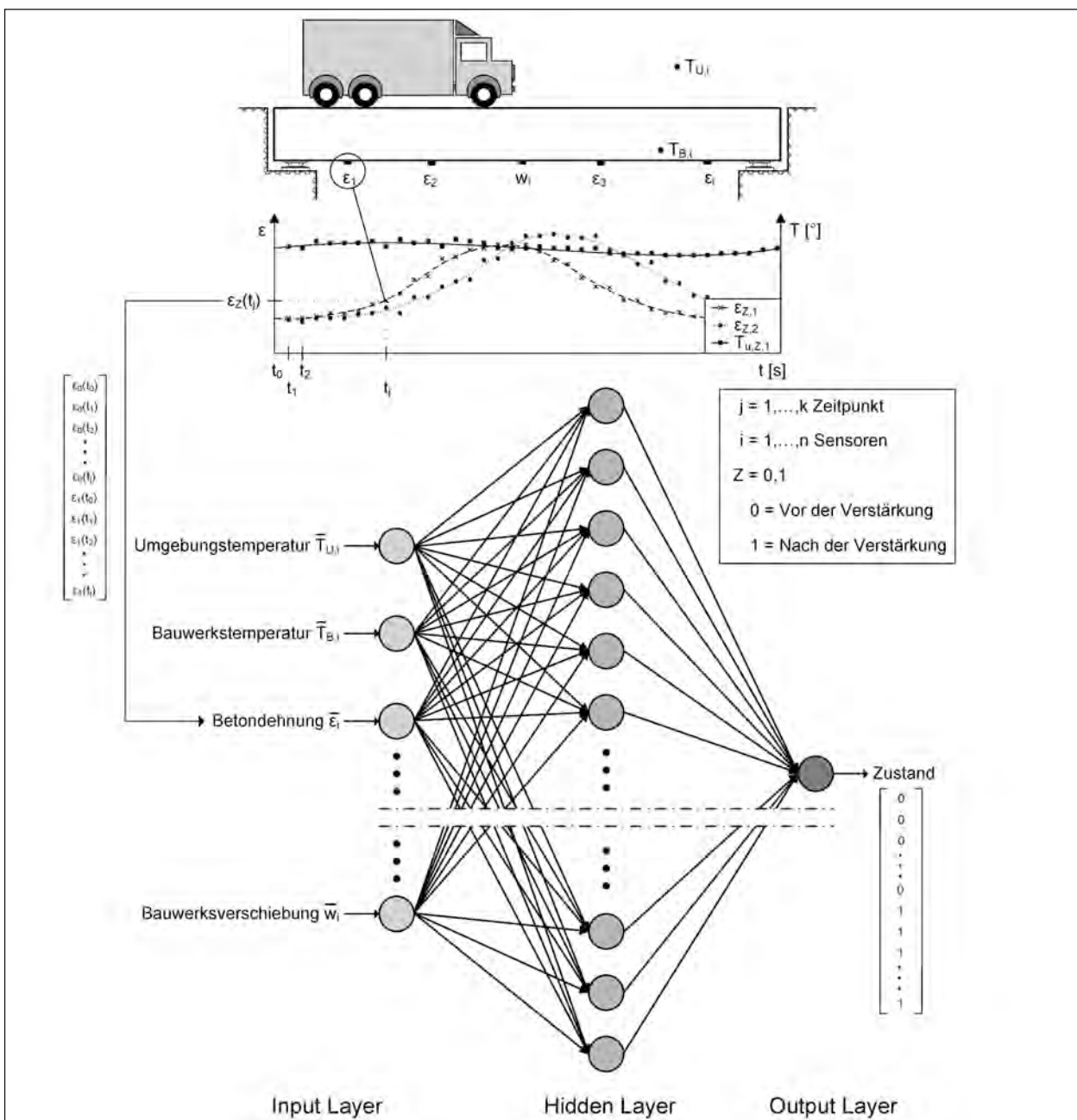


Bild 43: Schematische Darstellung der Möglichkeit für die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen durch den Einsatz von Künstlichen Neuronalen Netzen (ANN)

Dafür werden weitere Messdaten nach dem Training in das Netz eingetragen. Der daraus entstehende Output-Wert lässt eine Aussage über die Änderung des Tragwerksverhaltens zu. Verliert die Verstärkung beispielsweise an Wirkung, nähert sich der Ausgangswert dem 0-Zustand an. Ansonsten liegt der Output-Wert bei 1. Ein Ausfall einer Unit (= Sensor) oder ein Ausreißer kann mit dem ANN kompensiert werden (siehe Tabelle 5).

4.2.4 Datenauswertung mittels Regressionsanalyse

Statistische Analyseverfahren mit dem Ziel der Feststellung einer Beziehung zwischen einer abhängigen und einer oder mehreren unabhängigen Variablen werden als Regressionsanalyse bezeichnet. Die abhängigen Variablen beschreiben die Messwerte und die unabhängigen Variablen die Werte der Regressionsfunktionen. Anhand der Regressionsanalyse können Zusammenhänge quantitativ erfasst werden beziehungsweise Werte der abhängigen Variable prognostiziert werden [BEPW08]. Die Differenz zwischen Regressionsfunktion und Messwerten wird durch das Residuum (siehe ϵ in Formel (7)) dargestellt. Die mathematische Beziehung für den eindimensionalen und n-dimensionalen Fall lautet:

$$Y = f(X_1) + \epsilon \quad (7)$$

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_n) + \epsilon \quad (8)$$

Y: abhängige Variable

X_n : unabhängige Variablen

ϵ : Fehler bzw. Residuum des Modells

Im Allgemeinen wird zwischen einer linearen und einer nichtlinearen Regression unterschieden.

Lineare Regression

Die lineare Regression ist eine geradlinige Beziehung zwischen zwei Variablen. Alle zusammenhängenden Punkte lassen sich mithilfe einer Geradengleichung annähern [BEPW08]:

$$\bar{Y} = \alpha \cdot X + \beta \quad (9)$$

\bar{Y} : Schätzung der abhängigen Variable Y

X: Unabhängige Variable

α : Regressionskoeffizient

β : Interzeptparameter

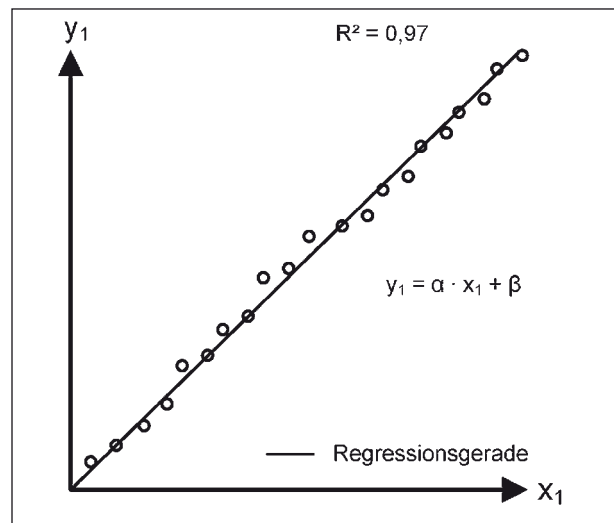


Bild 44: Lineare Regressionsgerade

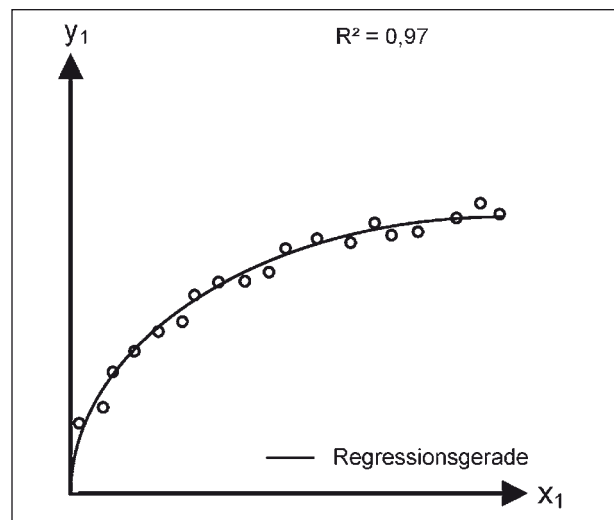


Bild 45: Nichtlineare Regressionsgerade

Die Regressionskoeffizienten und Interzeptparameter werden durch geeignete Verfahren (z. B. mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate) bestimmt [STAH08]. Das Streudiagramm in Bild 44 zeigt beispielsweise eine mögliche lineare Annäherung der Regressionsgerade an die Messpunkte.

Nichtlineare Regression

In ingenieurtechnischen Anwendungen ist überwiegend eine Nichtlinearität zwischen den zu untersuchenden Parametern erkennbar (siehe Bild 45). Nichtlineare Annäherungen sind sehr rechenaufwendig, da die Lösung der Approximation einen iterativen Prozess erfordert [BAEW11]. Für eine einfache Analyse können einige nichtlineare Regressionsfunktionen durch eine geeignete Transformation als lineare Funktionen abgebildet werden

[PAPU08]. Diese Funktionen werden als intrinsisch lineare Modelle bezeichnet. Nicht linearisierbare Regressionsgleichungen sind dagegen intrinsisch nichtlinear [BAEW11]. Eine Zusammenstellung von nichtlinearen Funktionen, die bei der Regressionsanalyse Anwendung finden, ist dem Anhang A zu entnehmen.

Multiple Regression

Ist die Zielgröße von mehreren Variablen abhängig, handelt es sich um eine multiple Regression. Die allgemeine Funktionsgleichung lässt sich wie folgt darstellen:

$$y = \alpha_1 \cdot x_1 + \alpha_2 \cdot x_2 + \alpha_3 \cdot x_3 + \dots + \beta \quad (10)$$

Bei komplexen Sachverhalten empfiehlt sich die Einführung einer Matrixschreibweise [STAH08]. Bild 46 veranschaulicht mögliche multiple lineare bzw. nichtlineare Regressionsebenen.

Das allgemeine Vorgehen bei der Regressionsanalyse ist in Bild 47 illustriert.

1. Schritt: Datenaufbereitung

Für die Erstellung einer Regressionsfunktion müssen die Daten zunächst aufbereitet werden. Mithilfe einer automatischen Datenübertragung kann unter Berücksichtigung festgelegter Regeln eine Plausibilitätsprüfung durchgeführt werden. Durch die Verwendung von Programmcodes werden die Daten mithilfe von Diagrammen automatisch visualisiert. Um die Visualisierbarkeit und Interpretierbarkeit der Daten zu verbessern, oder die Daten in eine für die Anwendung der Regressionsanalyse erforderliche Form zu bringen, kann es erforderlich sein die Messdaten entsprechend zu transformieren (z. B.

mithilfe der Datennormierung, Linearisierung, Fast-Fourier-Transformation usw.).

2. Schritt: Modellformulierung

Nach der Datenaufbereitung wird überprüft, ob eine einfache Regression möglich ist oder die multiple Regression angewendet werden muss. Hiernach wird in Abhängigkeit der Messdatenaufbereitung eine lineare oder nichtlineare Regressionsfunktion gewählt.

3. Schritt: Schätzung der Modelle

Aufbauend auf der Modellformulierung werden in Abhängigkeit des Regressionsmodells die unbekannten Parameter der Funktionsgleichung be-

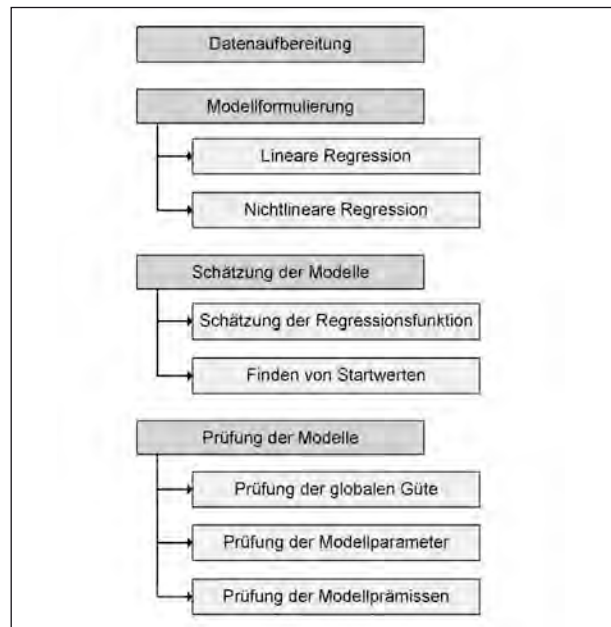


Bild 47: Allgemeines Vorgehen bei der Regressionsanalyse (nach [BAEW11], [BEPW08])

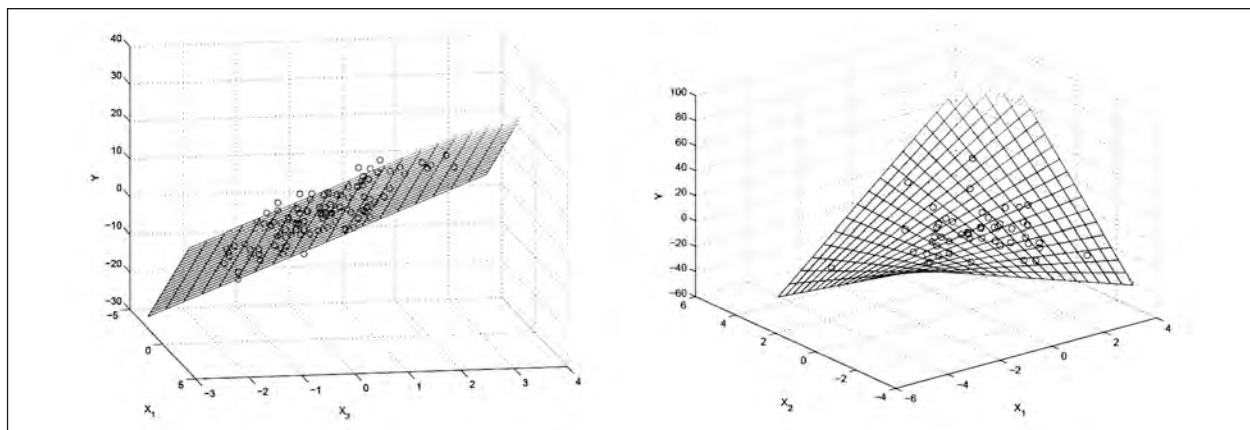


Bild 46: Darstellung einer multiplen linearen Regressionsebene mit zwei unabhängigen Variablen [DETT10] (links), Darstellung einer multiplen nichtlinearen Regressionsebene [DETT10] (rechts)

stimmt. Während die unbekannt Parameter bei einer linearen Regressionsfunktion mit geringem Aufwand ermittelbar sind, muss bei nichtlinearen Modellen eine Iteration mit geschätztem Startwert durchgeführt werden. Unter Berücksichtigung einer Plausibilitätskontrolle kann der Startwert z. B. aus Vorkenntnissen des Nutzers oder anhand linearisierbarer Regressionsfunktionen gewählt werden, um das iterative Verfahren schneller und sicherer anzuwenden [RUCK12].

4. Schritt: Prüfung der Modelle

Die Regressionsfunktion sowie die ermittelten Regressionskoeffizienten sind auf deren Güte hin zu prüfen:

- Prüfung der Regressionsfunktion

Für die Prüfung der Güte der Regressionsfunktion wird das Bestimmtheitsmaß R^2 angewendet. Das Bestimmtheitsmaß R^2 definiert das Verhältnis zwischen Varianz der Zielgröße und Varianz der unabhängigen Variablen. Das Bestimmtheitsmaß R^2 ist wie folgt definiert:

$$R^2 = \frac{\sum_{k=1}^k (\hat{y}_k - \bar{y})^2}{\sum_{k=1}^k (y_k - \bar{y})^2} \quad (11)$$

\hat{y}_k : Schätzung der abhängigen Variablen

\bar{y} : Mittelwert der Beobachtung

y_k : Gesamtabweichung der Beobachtung

Der Wertebereich des Bestimmtheitsmaßes ist zwischen Null und Eins. Je größer das Bestimmtheitsmaß ist, desto besser nähert sich die gewählte Regressionsfunktion an die gemessenen Werte an. Die optimale Regressionsfunktion weist ein Bestimmtheitsmaß von Eins auf.

Weitere Verfahren für die Prüfung der Regressionsfunktion stellen die F-Statistik und der Standardfehler dar [BEPW08]. Neben der globalen Prüfung der Regressionsfunktion ist die Untersuchung der Güte der Regressionsparameter erforderlich. Hierfür stehen mit dem t-Test und dem Konfidenzintervall (Vertrauensintervall) zwei Kriterien zur Verfügung [BEPW08].

- Überprüfung der Modellprämissen

Zuletzt sind die dem Modell unterstellten Annahmen und Voraussetzungen zu überprüfen. Fol-

gende Annahmen müssen kontrolliert werden ([STAH08], [FAKL09]):

1. Der mittlere Erwartungswert der Störgrößen ist null:

$$E(\epsilon) = 0 \quad (12)$$

2. Die theoretische Varianz der Störgrößen bleibt für alle Beobachtungen konstant:

$$\text{Var}(\epsilon) = \sigma^2 \quad (13)$$

3. Die Störgrößen weisen eine Normalverteilung auf:

$$\epsilon \sim N(0, \sigma^2) \quad (14)$$

4. Die Fehler sind unabhängig.

Möglichkeiten zur Eindämmung bzw. Beseitigung von Modellverstößen können [URMA11] entnommen werden.

Beispiele zur Anwendung der Regressionsanalyse im Bauwesen

In [SCSA11] wird die Regressionsanalyse zur Datenauswertung im Zuge eines Monitoringsystems für eine Windturbinenanlage verwendet. Hierbei wurden durch die Korrelationsbestimmung zwischen der Lager- und der Statortemperatur Schäden detektiert. In [MATA11] wird über die Überwachung des Alto Rabagão Staudamms in Portugal berichtet. Die statistische Auswertung der Messdaten erfolgte anhand der multiplen linearen Regression. Die horizontale Verformung des Damms wurde in Abhängigkeit des gemessenen Wasserspiegels und der Temperatur durch eine Funktion approximiert. In Bild 48 sind die gemessenen Werte der horizontalen Verformung Y sowie die Regressionsfunktion über die Jahre 1980 bis 2005 dargestellt. Weichen die Messungen von dem Regres-

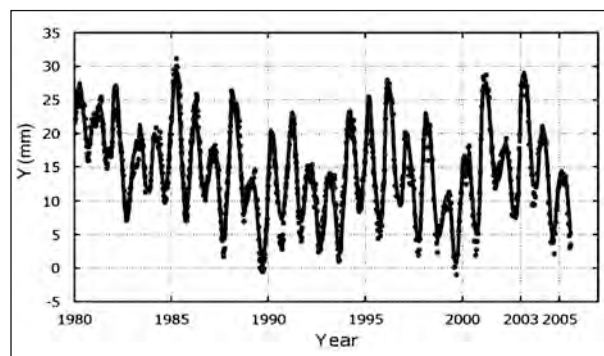


Bild 48: Approximierte horizontale Verschiebung des Alto Rabagão Damms mittels multipler linearer Regression in Abhängigkeit des Wasserspiegels und der Bauwerkstemperatur [MATA11]

sionsgraphen ab, ist davon auszugehen, dass ein Schaden am Tragwerk entstanden ist.

Übertragbarkeit des Verfahrens auf die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Die Verstärkung beeinflusst die Reaktionen des Brückenbauwerks. Mittels Regressionsanalyse werden die erfassten Messdaten statistisch ausgewertet. Die Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung erfolgt anhand der Auswertung der signifikanten Änderung der Korrelation zwischen den untersuchten Parametern. Als Beispiel hierfür ist eine mit CFK-Lamellen verstärkte Brücke zu nennen. Die Dehnungen des Betons beeinflussen die Dehnungen der Lamelle und umgekehrt. Diese Abhängigkeit kann unter Zuhilfenahme eines Regressionsgraphs dargestellt werden. Das Muster in der Korrelation der Dehnungen wird während der Trainingsphase erkannt. Durch weitere Messungen wird verfolgt, inwieweit dieses Muster beibehalten wird. Bei großen Abweichungen des Musters kann die Funktionsfähigkeit der Verstärkung beeinträchtigt sein.

4.3 Praxisorientierte Bewertung der Überwachungsmaßnahme

Überwachungsmethoden auf Grundlage von physikalischen und nichtphysikalischen Modellen, die zur Merkmalsextraktion genutzt werden können, wurden vorgestellt. Grundsätzlich sind bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen beide Modelle anwendbar.

Der Vorteil der physikalischen Modelle liegt in der möglichen realitätsnahen Abbildung des zu überwachenden Bauwerks. Damit kann ein Schaden oder eine Veränderung in dem Bauteilverhalten detektiert, lokalisiert und quantifiziert werden. Die Erstellung physikalischer Modelle (insbesondere von umfangreichen FE-Modellen) ist sehr aufwendig. Zudem besteht die Gefahr, keine eindeutige Lösung bei der Identifikation des Bauwerks zu erhalten (siehe Kapitel 4.1). Jede einzelne Brücke bedarf einer individuellen Modelladaptation, wodurch keine verallgemeinerte Monitoringmaßnahme möglich ist.

Bei bereits verstärkten Brückenbauwerken ist zur Auswertung der Messdaten die Anwendung eines physikalischen Modells geeignet. Dieses ermöglicht die Detektion bereits aufgetretener Vorschädigungen des Tragwerks sowie die Erfassung des Zustandes der Verstärkungskomponente.

Nichtphysikalische Modelle erlauben dagegen eine sehr schnelle Auswertung der Messdaten. Daher eignen sich diese Modelle für den Einsatz einer kontinuierlichen Überwachung einer Verstärkungsmaßnahme an einem Brückenbauwerk. Als Nachteil ist die erforderlich große Anzahl von Messdaten zu nennen, die zum Trainieren des Systems benötigt werden. Wurde die Verstärkungsmaßnahme noch nicht ausgeführt, ist die Verwendung eines nichtphysikalischen Modells sinnvoll. Bezüglich einer Umsetzung in der Praxis ist zu nennen, dass dieses Modell weitestgehend unabhängig von dem Bauwerk und deswegen universell einsetzbar ist.

5 Grundlagen zur Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Die Erkenntnisse der vorherigen Abschnitte bilden die Grundlage für die Analyse von Möglichkeiten zur Beurteilung von Verstärkungsmaßnahmen im Rahmen eines Überwachungskonzeptes. Um eine Quasi-Echtzeit-Überwachung der Verstärkungsmaßnahme zu ermöglichen, werden im weiteren Verlauf des Forschungsvorhabens Beurteilungsansätze auf der Grundlage physikalischer und nichtphysikalischer Modelle erarbeitet. Den Schwerpunkt bildet dabei die Untersuchung von Überwachungsmaßnahmen mit nichtphysikalischen Modellen.

5.1 Beurteilung tragfähigkeitsrelevanter Verstärkungsmaßnahmen

Die Beurteilung tragfähigkeitsrelevanter Verstärkungsmaßnahmen kann grundsätzlich mittels globaler und lokaler Überwachung erfolgen.

Lokale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Lokale Überwachungsverfahren beschränken sich auf einen klar abgegrenzten Bereich des Bauwerks. Hierzu werden gezielt an definierten Stellen („Hot Spots“) am Tragwerk bzw. an den Komponenten der Verstärkungstechnik Sensoren appliziert. So werden in erster Linie nicht die Auswirkungen auf das Gesamtsystem untersucht, sondern direkt die Zuverlässigkeit der Verstärkungstechnik beurteilt. Durch die Hot-Spot-Überwachung kann ein Schaden an der Verstärkungskomponen-

te unmittelbar erfasst werden. Zum Beispiel stellt die Überwachung des Verbundverhaltens von aufgeklebten CFK-Lamellen ein Verfahren zur lokalen Überwachung dar (siehe Kapitel 2.5.3).

Globale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Bei der globalen Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen steht das Verhalten des Gesamttragwerks im Vordergrund. Im Gegensatz zu einer lokalen Überwachungsmaßnahme müssen potenzielle Schwachstellen bei der globalen Überwachung nicht im Vorfeld bekannt sein.

Zur Beurteilung der Verstärkung im Hinblick auf die Steifigkeitsänderungen des Gesamtsystems sind entsprechende Sensoren zur Erfassung der Tragwerksreaktionen i. d. R. an mehreren Stellen des Tragwerks zu platzieren. Die globale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen liefert zahlreiche wesentliche Erkenntnisse (z. B. Detektion, Lokalisierung und Charakterisierung von Schäden), ist jedoch i. Allg. mit großem rechnerischen Aufwand verbunden. Da eine eindeutige Unterscheidung zwischen Tragwerksreaktion infolge einer Abnahme der Wirksamkeit der Verstärkung und infolge neu auftretender Schäden am Tragwerk (z. B. eine lokale Steifigkeitsabnahme durch Risse) nur eingeschränkt möglich ist, kann es zu Fehlinterpretationen kommen. Schäden am Tragwerk können so irrtümlich als Funktionsstörung der Verstärkungstechnik charakterisiert werden.

5.2 Schwellwertüberwachung

Eine Möglichkeit zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit von Verstärkungsmaßnahmen stellt die Überwachung von Schwellwerten (Grenzwerten) dar. Dabei eignet sich die Schwellwertüberwachung sowohl für lokale als auch für globale Überwachungskonzepte. Im Folgenden werden Möglichkeiten aufgezeigt, die eine Schwellwertfestlegung im Rahmen von Überwachungsmaßnahmen ermöglichen. Darüber hinaus werden die zulässigen Überschreitungshäufigkeiten dieser Schwellwerte herausgearbeitet. Für die Definition von Schwellwerten werden bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen vorwiegend mechanische Parameter eingesetzt.

5.2.1 Lokale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Physikalische Modelle

Bei einer lokalen Überwachung wird das Verstärkungssystem oder Komponenten des Verstärkungssystems anhand physikalischer Modelle (FE-Modelle) abgebildet. Bei der Verstärkung mit externer Vorspannung lässt sich beispielsweise das Trag- bzw. Verbundverhalten des nachträglich betonierten Ankerblocks durch ein FE-Modell abbilden. Ein weiteres Beispiel stellt die Modellierung des Verbundes bei der Verstärkung mit CFK-Lamellen dar. Bild 49 zeigt die Modellierung des Verbundes zwischen CFK-Lamelle und Betonoberfläche mit Federelementen. Zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung lassen sich Schwellwerte für relevante Parameter (z. B. Verschiebungen oder Verformungen) rechnerisch (mithilfe des FE-Modells) durch das Aufbringen definierter Lasten festlegen.

Nichtphysikalische Modelle

Der einfachste Ansatz zur Beurteilung von Verstärkungsmaßnahmen mit nichtphysikalischen Modellen ist der Vergleich von am Bauteil gemessenen Parametern mit zuvor definierten Schwellwerten. Für die Sensorausstattung müssen die maximal beanspruchten Stellen der Verstärkung bzw. des Tragwerks bekannt sein. Zur Festlegung der Schwellwerte können diese z. B. den gültigen Richtlinien, den technischen Zulassungen oder den statischen Berechnungen entnommen werden.

Als Beispiel für eine solche Schwellwertfestlegung kann die Dehnung einer CFK-Lamelle angeführt werden. Die Grenzlamellendehnung $\varepsilon_{L, \text{Lim}}$ ist der jeweiligen technischen Zulassung oder der Richtlinie zu entnehmen.

$$\varepsilon_L \leq \varepsilon_{L, \text{Lim}} - \varepsilon_0 \quad (15)$$

Die Voraussetzung für dieses Vorgehen ist jedoch, dass die Vordehnung der Lamelle ε_0 bekannt ist.

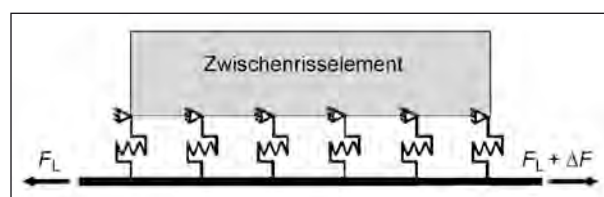


Bild 49: Physikalisches Modell für das Verbundverhalten an einem Zwischenrisselement bei einer CFK-Lamellenverstärkung [FINC12]

Dieser einfache Ansatz der Schwellwertüberwachung eignet sich somit i. d. R. nur, wenn die erforderlichen Sensoren während der Ausführung der Verstärkungsmaßnahme appliziert werden können.

Die Überwachung der Funktionsfähigkeit einer bereits ausgeführten Verstärkung ist hingegen auf der Grundlage von definierten Schwellwerten in der Regel nicht möglich, da der Referenzzustand bzw. „Nullzustand“ (z. B. die Vordehnung der CFK-Lamelle) nicht bekannt ist. Hierbei müssen komplexere nichtphysikalische Modelle, wie z. B. neuronale Netze oder die Regressionsanalyse (vgl. Kapitel 4) zum Einsatz kommen, bei denen die Kenntnis des „Nullzustandes“ nicht erforderlich ist. Der Schwellwert bezeichnet in diesem Zusammenhang nicht mehr einen definierten Wert, sondern einen Bereich bzw. ein Intervall, in dem sich die Messgrößen befinden (vgl. Bild 50). Im Folgenden wird somit der Begriff des Schwellintervalls eingeführt.

Ein geeignetes statistisches Werkzeug zur Festlegung des Schwellintervalls ist das Prädiktionsintervall (Vorhersageintervall oder Prognoseintervall). Das Prädiktionsintervall beinhaltet künftige Beobachtungen einer Zielgröße mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit [STOR07]. Ein gewöhnliches Quantil liegt bei 95 % oder 99 %. Dabei erhöht sich die Genauigkeit des geschätzten Wertes bei einer Untersuchung mit der Anzahl der verfügbaren Datensätze. Eine Vorhersage für Werte außerhalb des Intervalls (Extrapolation) kann nur unter der Annahme getroffen werden, dass sich der Funktionstyp und die Parameter einer Funktion außerhalb des Beobachtungsintervalls nicht ändern [STOR07]. Das Prädiktionsintervall findet in der Regressionsanalyse (siehe Bild 51) sowie bei künstlichen Neuronalen Netzen [ZALI05] Anwendung und lässt sich wie folgt bestimmen:

$$\hat{y}_0 - SF \cdot t_{n-2; \frac{\alpha}{2}} \leq y_0 \leq \hat{y}_0 + SF \cdot t_{n-2; \frac{\alpha}{2}} \quad (16)$$

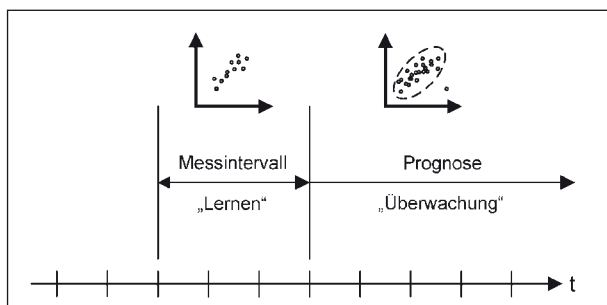


Bild 50: Schwellwertfestlegung bei der nichtphysikalischen Überwachung

\hat{y}_0 : geschätzte Parameter

SF: geschätzter Standardfehler der Vorhersage

$t_{n-2; \frac{\alpha}{2}}$: Quantil der t-Verteilung mit n-2 Freiheitsgraden

Der Standardfehler wird in Abhängigkeit der Standardabweichung σ^2 bestimmt:

$$SF = \sqrt{\sigma^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{(n-1) \cdot s_x^2} \right)} \quad (17)$$

Bei der Überwachung des Fei-Tsui-Staudamms in Taiwan wurde das Prädiktionsintervall [KALO13] eingesetzt, um die Abweichung der Messwerte von einem festgelegten Referenzzustand zu erkennen. Anhand des Verformungsverhaltens wurden Schwellintervalle durch die statistische Auswertung der Messwerte definiert. In Abhängigkeit der vorherigen Messungen konnte prognostiziert werden, in welchem Intervall die Messwerte der Verformungen eingeordnet werden müssen, um von einem ungeschädigten Zustand des Staudamms ausgehen zu können.

Ein weiteres statistisches Mittel zur Definition von Schwellintervallen ist die Extremwerttheorie, auf Grundlage der Ermittlung von Minima und Maxima bei der Messdatenanalyse. Diese Modelle werden genutzt, um extrem große bzw. kleine Beobachtungen in der Meteorologie, Hydrologie oder im Finanzwesen zu erklären. Beispiele für die Festlegung von Schwellintervallen zur Detektion von Schäden in mechanischen Systemen mittels der Extremwertstatistik sind [ZHNC11] und [SAWF05] zu entnehmen.

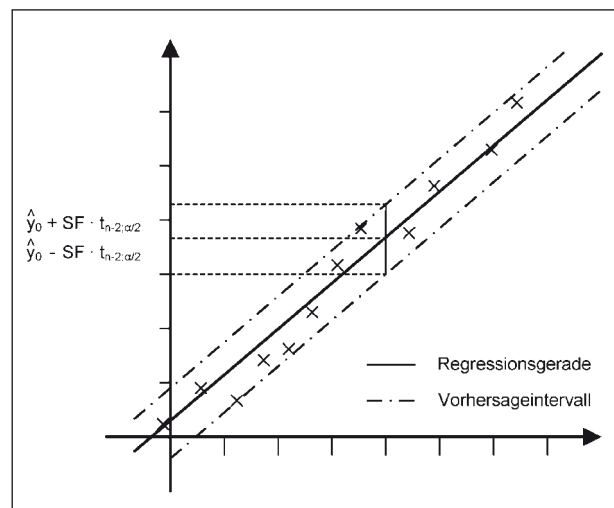


Bild 51: Vorhersageband am Beispiel einer Regressionsgerade

Monitoringkonzept mittels nichtphysikalischer Modelle bei lokalen Überwachungsmaßnahmen

Bei bereits verstärkten Brücken sind die „Hot Spots“ am Tragwerk bekannt. Neben der Schwellwertüberwachung bei noch zu verstärkenden Brücken, kann die Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkungsmaßnahme von bereits verstärkten Brücken anhand der in Kapitel 4.2 vorgestellten nichtphysikalischen Modelle erfolgen. Das in Bild 52 dargestellte Monitoringkonzept kann bei der lokalen Überwachung eingesetzt werden.

5.2.2 Globale Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen

Physikalische Modelle

Zur globalen Überwachung des Verstärkungssystems wird die verstärkte bzw. zu verstärkende Brücke zunächst möglichst realitätsnah mit einem physikalischen Strukturmodell (FE-Modell) abgebildet (vgl. Bild 53). Anhand dieses Modells können die Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragwerksverhalten des Gesamtsystems rechnerisch simuliert werden. Die Festlegung von Schwellwerten für relevante Tragwerksreaktionen (z. B. Dehnungen,

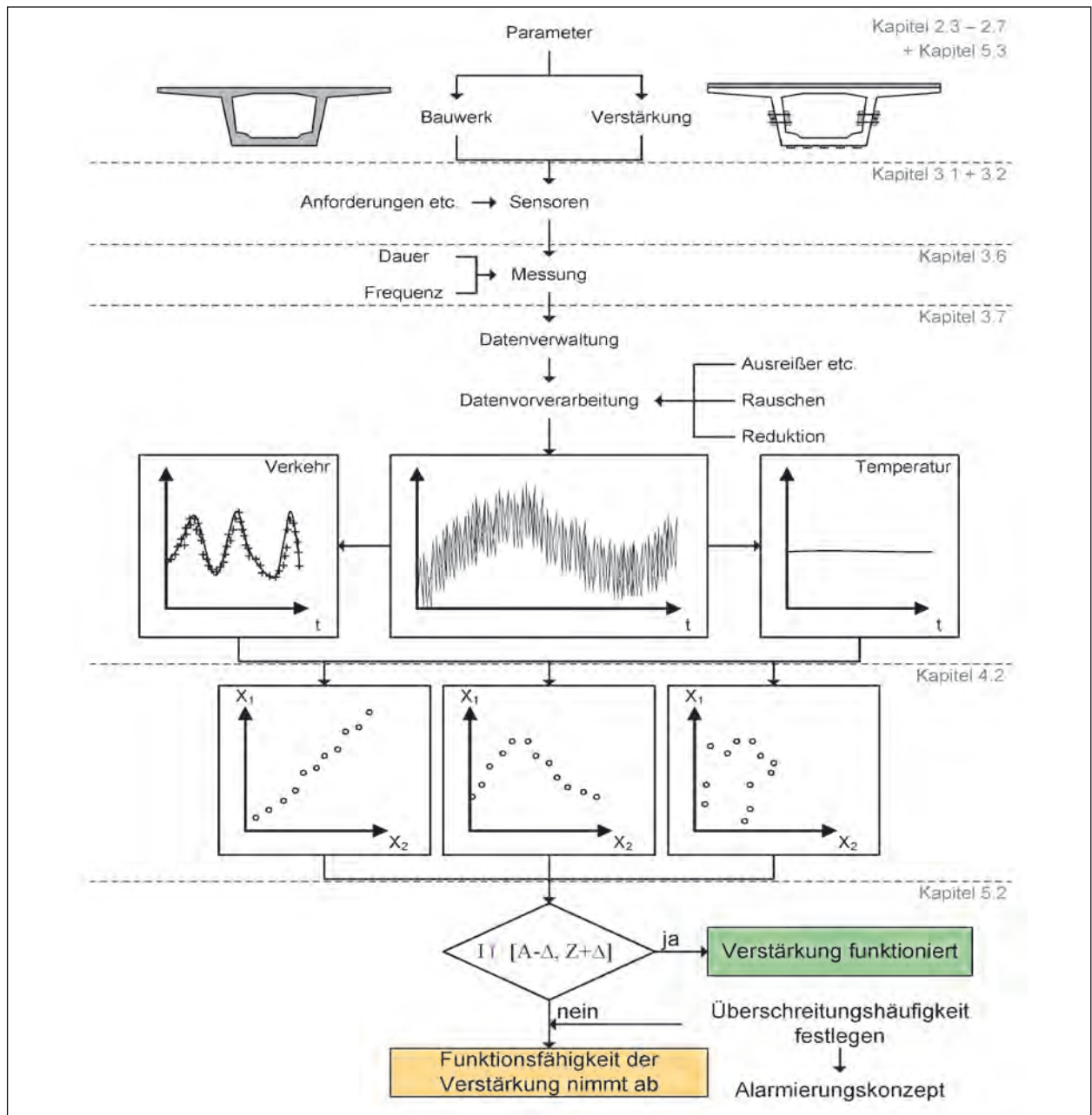


Bild 52: Lokales Überwachungskonzept für die Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkungsmaßnahme

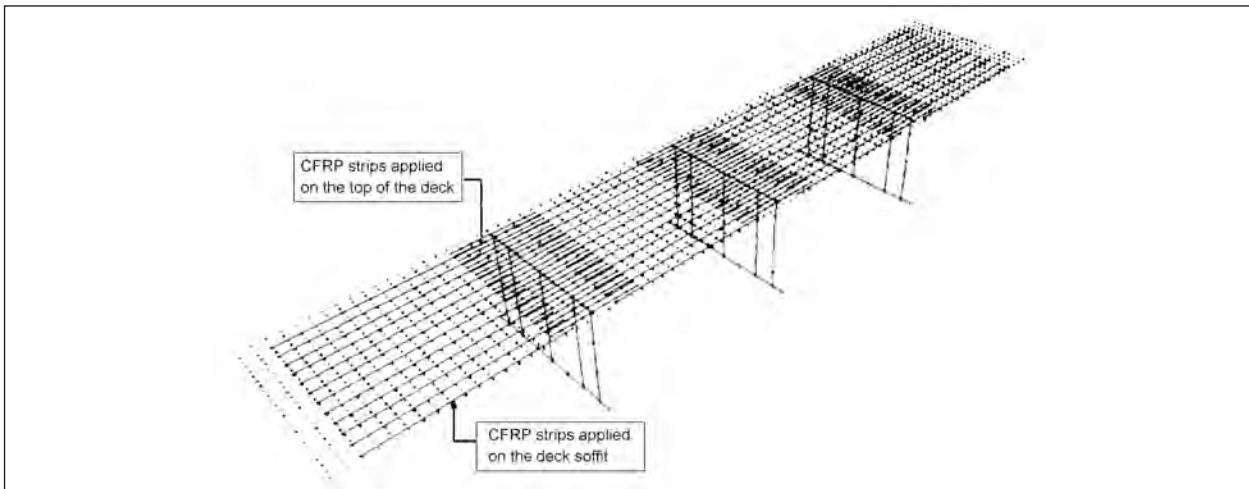


Bild 53: FE-Modell eines mit CFK-Lamellen verstärkten Brückenbauwerks [ZHxD07]

Verformungen, Beschleunigungen) kann zum einen rechnerisch auf Grundlage des FE-Modells mit definierten Lasten erfolgen, zum anderen können Grenzlastversuche am Bauwerk vorgenommen werden. Hierbei wird eine definierte Last auf das verstärkte Bauwerk aufgebracht. Die Belastung wird nach einer festgelegten Be- und Entlastungsfolge stufenweise bis zu einer definierten Versuchszielast, welche sich aus der nachzuweisenden Einwirkung ergibt, gesteigert [MSMK11]. Eine Sperrung der Brücke für den Verkehr ist bei diesem Vorgehen unvermeidlich. In der DAfStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAFS00] sind Grundlagen für eine experimentelle Untersuchung an Betonbauwerken des Hochbaus zusammengestellt. Die Übertragbarkeit und Anwendbarkeit der Richtlinie ist für jedes Brückenbauwerk individuell zu überprüfen. Gemäß [MSMK11] ist die Anwendung auf Brückenbauwerke begrenzt, welche ein ausreichendes „Ankündigungsverhalten“ aufweisen.

Nichtphysikalische Modelle

Ein vereinfachtes Vorgehen zur Beurteilung der Auswirkungen einer Verstärkung auf das Gesamttragwerk auf der Grundlage einer Schwellwertüberwachung (Vergleich von am Bauteil gemessenen Parametern mit definierten Schwellwerten) ist i. d. R. nicht möglich. Wie bei der lokalen Überwachung können hierzu jedoch komplexe nichtphysikalische Modelle, wie z. B. neuronale Netze oder die Regressionsanalyse zum Einsatz kommen. Die Festlegung des Schwellintervalls erfolgt analog zur lokalen Überwachung durch eine statistische Auswertung der Messdaten. Anhand des trainierten Referenzzustands des Gesamtbrückenbauwerks kann das Schwellintervall definiert werden.

Monitoringkonzept mittels nichtphysikalischer Modelle bei globalen Überwachungsmaßnahmen

Die globale Überwachungsmaßnahme eignet sich insbesondere bei noch zu verstärkenden Brückenbauwerken. Hier kann der unverstärkte Bauwerkzustand dazu genutzt werden, einen Referenzzustand anhand des globalen Gesamttragverhaltens zu bestimmen. In Bild 54 ist das globale Überwachungskonzept veranschaulicht.

5.2.3 Überschreitungskriterien

Um das Risiko möglicher Fehlalarme aufgrund von Mess- und Modellungenauigkeiten bei einer Schwellwertüberschreitung zu minimieren, muss eine definierte Abweichung der Messwerte toleriert werden. Diese ist in Abhängigkeit

- der maximalen Überschreitung $\max \ddot{u}$,
- der Überschreitungshäufigkeit $i_{\ddot{u}}$ und
- der Überschreitungsdauer $t_{\ddot{u}}$

festzulegen. Im Folgenden werden die aufgeführten Kriterien näher erläutert.

Maximale Überschreitunggröße $\max \ddot{u}$

Durch die Beaufschlagung des Schwellwertes mit einer Toleranz Δ (vgl. Bild 55) können Ungenauigkeiten in den Messungen kompensiert werden. Die resultierende Eingriffsschwelle kann beispielsweise durch eine prozentuale Änderung des Schwellwertes oder anhand einer statistischen Auswertung (z. B. durch Vergrößerung des Prognoseniveaus in Formel (15)) erhöht werden.

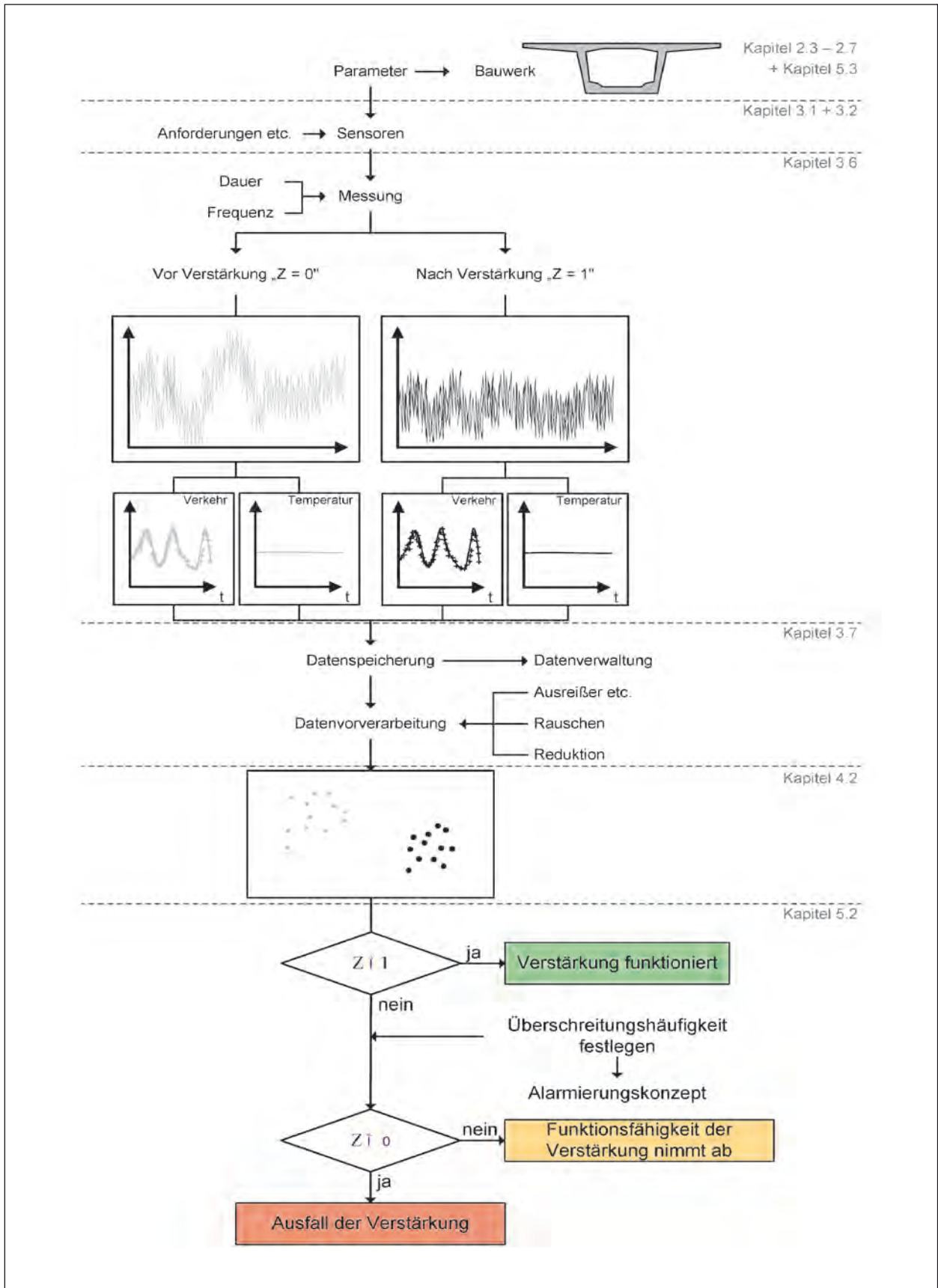


Bild 54: Globales Überwachungskonzept zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkungsmaßnahme

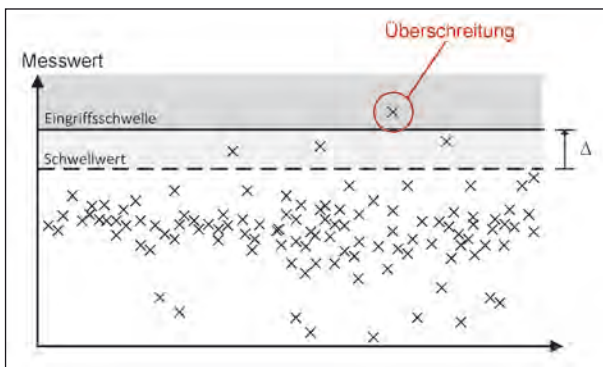


Bild 55: Schwellwert mit der Beaufschlagung einer Toleranz Δ

Überschreitungshäufigkeit $i_{\ddot{u}}$

Innerhalb einer definierten Messperiode (z. B. Monat, Jahr oder gesamte Lebensdauer der Brücke) ist die Häufigkeit festzulegen, in dem der Grenzwert überschritten werden darf, ohne das eine Funktionsstörung der Verstärkung vom Überwachungssystem ausgegeben wird. Zum Beispiel kann ein dem Überwachungssystem unbekanntes Bauwerksverhalten (infolge Verkehrsstau, extremer Umweltbeanspruchung etc.) oder eine temporäre Störung des Sensors eine einmalige Schwellwertüberschreitung verursachen. Wird hingegen eine wiederkehrende Überschreitung des Schwellintervalls registriert, ist davon auszugehen, dass die Funktionsfähigkeit der Verstärkung eingeschränkt ist.

Überschreitungsdauer $t_{\ddot{u}}$

Die Ursache für eine Schwellwertüberschreitung kann anhand der Überschreitungsdauer festgestellt werden. Eine kurzfristige Überschreitung deutet auf eine hohe Verkehrseinwirkung hin. Hingegen ist eine anhaltende Überschreitung (z. B. über mehrere Stunden) ein Indiz für eine hohe Temperaturbeanspruchung. Eine allgemeine Empfehlung für die Festlegung einer zulässigen Überschreitungsdauer kann i. d. R. nicht pauschal gegeben werden und erfordert detaillierte Kenntnisse des Bauwerks. In [REPK08] wurde beispielsweise die Überschreitungsdauer als Kriterium für die Aktivierung eines Notfallplans gewählt. Bei einer Überschreitungsdauer von über 5 Minuten wird eine erste Alarmierungsphase („Warnstufe Orange“) eingeleitet, die eine Überprüfung der Messung auf Plausibilität erfordert. Bei einer Überschreitungsdauer von 24 Stunden wird die zweite Alarmstufe („Warnstufe Rot“) wirksam. Eine Brückensperrung oder eine eingeschränkte Nutzung

wird eingeleitet. Die Grenzen für die Überschreitungsdauer wurden in Abstimmung mit dem Auftraggeber getroffen.

5.3 Sensorplatzierung im Rahmen der Überwachung

Die Anzahl und die Verteilung von Sensoren zur Messdatenerfassung sind maßgeblich von dem eingesetzten Verstärkungsverfahren und dem Überwachungssystem (lokale oder globale Überwachung) abhängig. Im Folgenden wird die Sensorplatzierung zur lokalen und globalen Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen beispielhaft anhand der Verstärkungstechniken der CFK-Lamellen (bzw. Stahllaschen) und der externer Vorspannung dargestellt.

Positionierung der Sensoren bei der lokalen Überwachung

- CFK-Lamellen

In Bild 56 ist die Anordnung von Sensoren an einer Einfeldplattenbalkenbrücke für die Überwachung der Verstärkung mit CFK-Lamellen (bzw. Stahllaschen) dargestellt. Die Stellen für eine Applikation der DMS werden in Abhängigkeit der voraussichtlich größten Beanspruchung ausgewählt. In diesem Beispiel stellen die Feldmitte sowie die Laschenenden mögliche Bereiche für eine Entkopplung der Lamelle von dem Brückenbauwerk dar. Die Korrelation zwischen dem Verhalten der Verstärkung und dem Brückenbauwerk kann mathematisch wie folgt dargestellt und durch die in Kapitel 4.2 aufgezeigten Methoden analysiert werden (s. Gleichung (18).

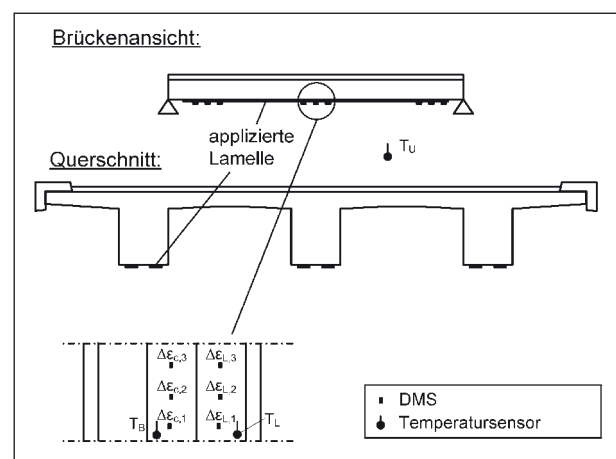


Bild 56: Vorschlag für die Anordnung von Sensoren zur Überwachung einer mit CFK-Lamellen verstärkten Plattenbalkenbrücke

$$\Delta\varepsilon_L(t) = f(\Delta\varepsilon_c(t), T_{B,i}(t), T_{U,i}(t), T_{L,i}(t)) \quad (18)$$

Ein weiteres Beispiel für die Anordnung der Sensoren zur Überwachung einer mit CFK-Lamellen verstärkten Koppelfuge wird in Bild 57 dargestellt.

Für die Messung der Rissbreitenänderung (Δw_r) werden z. B. induktive Wegaufnehmer benötigt. Zusätzlich muss die Dehnung der Lamelle ($\Delta\varepsilon_L$) durch die Applikation von Dehnungsmesstreifen oder Schwingsaitenaufnehmern ermittelt werden. Die Applikation der Sensoren sollte möglichst an mehreren Lamellen erfolgen. Darüber hinaus ist die Messung der Beton- (T_B), Lamellen- (T_L) sowie Umgebungstemperatur (T_U) erforderlich, um die unterschiedlichen Auswirkungen der Temperaturbeanspruchung auf das Verbundverhalten des Verstärkungssystems zu berücksichtigen.

Die Messungen der Lamellendehnung bzw. Relativverschiebung sind möglichst im Bereich von Rissen durchzuführen, da die Kraftumlagerung und somit die Lamellenbeanspruchung an diesen Stellen maximal ist (siehe Bild 58). Die relative Rissbreitenänderung Δw_r kann als eine Funktion der Dehnung der CFK-Lamelle $\Delta\varepsilon_L$ und der Temperaturanteile zum Zeitpunkt t beschrieben werden:

$$\Delta w_r(t) = f(\Delta\varepsilon_L(t), T_{B,i}(t), T_{U,i}(t), T_{L,i}(t)) \quad (19)$$

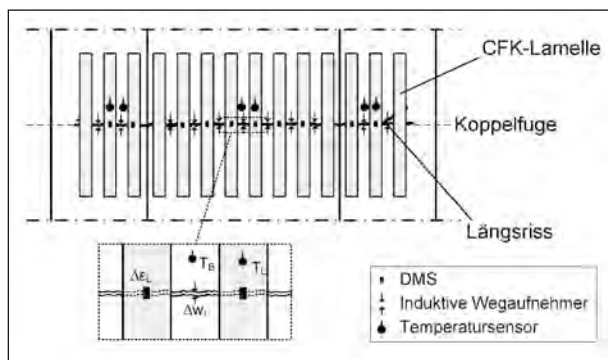


Bild 57: Beispiel für die Anordnung von Sensoren zur Überwachung einer mit CFK-Lamellen verstärkten Koppelfuge

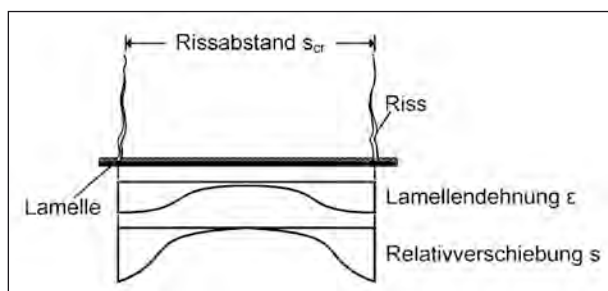


Bild 58: Verläufe für die Relativverschiebung und Lamellendehnung zwischen zwei Rissen gemäß [BORC09]

- Externe Vorspannung

Zur lokalen Überwachung der Vorspannkraft von externen Spanngliedern muss die Spannkraft bzw. Spannglieddehnung gemessen werden. Da ein mögliches Aufheizen der Spannglieder durch Temperatureinflüsse eine Veränderung der Vorspannkraft verursachen kann, ist darüber hinaus eine Temperaturmessung der Spannglieder erforderlich. Analog zur Formel (18) wird das lokale Verstärkungsverhalten anhand folgender Funktion beschrieben:

$$\Delta w_r(t) = f(\Delta\varepsilon_{Sp}(t), T_{B,i}(t), T_{U,i}(t), T_{Sp,i}(t)) \quad (20)$$

Die erforderliche Anordnung der Sensoren zur Überwachung eines Stahlbeton-Ankerblockes bei der Verstärkung mit externer Vorspannung ist in Bild 59 dargestellt. Zur Messung der Dehnungen werden die Sensoren sowohl an der Betonoberfläche als auch an dem Spannglied im Bereich des Ankerblockes in Abhängigkeit der maximalen Beanspruchung (siehe auch Kapitel 2.3.3) appliziert. Die gemessenen relativen Dehnungen der unterschiedlichen Materialien werden in Korrelation gesetzt. Zusätzlich wird mittels induktiver Wegaufnehmer die relative Verschiebung zwischen dem Ankerblock und dem Brückensteg aufgenommen.

Positionierung der Sensoren bei der globalen Überwachung

Zur Erfassung globaler Tragwerksreaktionen (z. B. Dehnungen, Verformungen, Beschleunigungen)

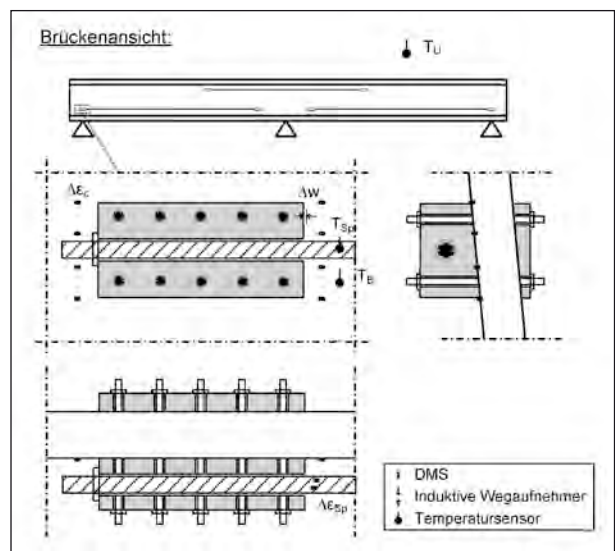


Bild 59: Vorschlag für die Anordnung von Sensoren zur lokalen Überwachung einer mit externer Vorspannung verstärkten Stahlbetonbrücke

müssen entsprechende Sensoren i. d. R. an mehreren Stellen des Bauwerks (über das Brückenbauwerk verteilt) positioniert werden. In Bild 43 ist die erforderliche Anordnung von Sensoren an einer Einfeldbrücke für die globale Überwachung dargestellt.

5.4 Kriterien für die Wahl des Überwachungskonzeptes

Die nachfolgend aufgeführten Kriterien sind bei der Auswahl geeigneter Überwachungskonzepte für Verstärkungsmaßnahmen zu berücksichtigen:

- Installationsaufwand,
- Aufwand bei der Auswertung der Messergebnisse,
- Genauigkeit und Anfälligkeit des Überwachungssystems.

5.4.1 Installationsaufwand

Der jeweilige Aufwand für die Einrichtung der Messhardware (Datenlogger etc.) ist von dem Brückenbauwerk abhängig (Spannweiten, Querschnittsform etc.). Hingegen bestimmt die eingesetzte Verstärkungstechnik den Aufwand bei der Applikation der Sensoren. Für die Bewertung des Aufwands werden die Kriterien Zugänglichkeit, Zeit und Kosten für die Einrichtung sowie die technischen Anforderungen an die Überwachung untersucht. Zudem sind physikalische und nichtphysikalische Modelle hinsichtlich ihres Aufwands unterschiedlich zu bewerten.

Physikalische Modelle

Die Entwicklung eines physikalischen Modells zur Beschreibung von (verstärkten) Brückenbauwerken bzw. Verstärkungskomponenten ist zum Teil mit sehr hohem Aufwand verbunden. Neben der Modellierung der Brücke (bzw. Verstärkungskomponente) ist für die realitätsnahe Abbildung des Verhaltens eine Kalibrierung der Parameter notwendig. Diese werden im Allgemeinen durch mehrere Belastungsversuche identifiziert. Die Versuche führen allerdings zu hohen Kosten bei der Durchführung sowie zu einer gesamtwirtschaftlichen Belastung aufgrund der erforderlichen Sperrung des Brückenbauwerks.

Nichtphysikalische Modelle

Bei bereits verstärkten Brücken erfordern nichtphysikalische Modelle zur Bestimmung des Refe-

renzzustandes eine lange Trainingsphase, die unter Umständen bis zu mehreren Jahren andauern kann. In Abhängigkeit der großen Datenmengen und der Komplexität des Algorithmus (z. B. bei Iterationen) kann eine hohe Rechenleistung notwendig werden. Trotz einer möglichen automatisierten Überwachung ist bei einer Überschreitung eines zuvor definierten Schwellwertes eine genauere Analyse notwendig, da die Größe sowie die Art der Funktionsstörung der Verstärkung mittels nichtphysikalischer Modelle nicht zu bestimmen ist.

5.4.2 Aufwand bei der Auswertung der Ergebnisse

Physikalische Modelle

Bei umfangreichen Strukturmodellen besteht die Gefahr, dass für die zu kalibrierenden Parameter keine eindeutige Lösung gefunden werden kann. Dies führt zu Unsicherheiten bei der Identifikation der Bauwerkseigenschaften und zu einem erhöhten Aufwand bei der Datenauswertung. Eine automatisierte Analyse, wie bei nichtphysikalischen Modellen, ist derzeit praktisch noch nicht umsetzbar.

Nichtphysikalische Modelle

Die Messergebnisse können nach der Trainingsphase durch eine geeignete Analysesoftware automatisch ausgewertet werden. Clusteranalysen ermöglichen beispielsweise eine Charakterisierung des Zustands der Verstärkung durch die Abgrenzung der Muster in den Messdaten (unverstärkter bzw. verstärkter Zustand). Die Schwellwerte werden, wie in Kapitel 5.1 bereits ausgeführt, statistisch festgelegt. Hierdurch ist kein weiterer Aufwand bei der Analyse zu erwarten.

Beispiele für den Aufwand bei der Auswertung der Ergebnisse

Da im Allgemeinen die Verstärkung sowie ein Schaden am Tragwerk (z. B. eine lokale Steifigkeitsabnahme durch Risse) die Tragwerksreaktion des Gesamtbauwerks beeinflussen, besteht bei einer globalen Überwachung die Möglichkeit einer Fehlinterpretation. Schäden am Tragwerk können so irrtümlich als Funktionsstörung der Verstärkung charakterisiert werden. Hieraus resultiert ein hoher Aufwand bei der Auswertung der Messdaten zur Ermittlung der Ursache der Schwellwertüberschreitung. Lokale Überwachungsmaßnahmen ermöglichen hingegen eine direkte Beurteilung der Verstärkung, da

nur eine Funktionsstörung des Verstärkungssystems registriert wird.

5.4.3 Genauigkeit und Anfälligkeit des Überwachungssystems

In [RYTT93] und [WODU04] sind die Möglichkeiten für die Detektion von Schäden bei Bauwerksstrukturen zusammengefasst, die auch auf die Beurteilung der Funktionsfähigkeit von Verstärkungen übertragen werden können. Es wird zwischen fünf Stufen unterschieden (siehe Bild 60).

In den ersten beiden Stufen ermöglicht das Überwachungssystem die Feststellung sowie die Lokalisierung eines Schadens der Struktur. Ein Überwachungssystem der Stufe 3 kann den Typ des Schadens klassifizieren. Die Stufe 4 erlaubt eine Aussage über das Ausmaß der Schädigung. Anhand eines umfangreichen Schädigungsmodells kann auf Grundlage der ersten vier Stufen die Restlebensdauer bestimmt werden.

Damit ein Ausfall oder eine Überbeanspruchung (z. B. Überspannung durch Blitzeinschlag) der Messanlage keine Beschädigungen an der Messeinrichtung verursachen, müssen Fail-Safe-Konzepte (vgl. [WIK113]) entwickelt werden. Für den Fall eines möglichen Energieausfalls ist im Vorfeld der Überwachungsmaßnahme zu definieren, wie dieser Ausfall zu kompensieren ist (z. B. durch ein Notaggregat oder eine Einheit zur unterbrechungsfreien Stromversorgung (USV) mit einem Batteriesystem). Hierdurch können jegliche Datenverluste vermieden werden (vgl. [SFSK12]).

Physikalische Modelle

Die Genauigkeit bei der Detektion und Charakterisierung von Schäden ist bei physikalischen Modellen von der Güte des Modells abhängig. Neben Messungenauigkeiten können weitere Fehlerquellen jedoch nicht ausgeschlossen werden. Hierdurch können große Abweichungen zwischen dem Modell- und dem tatsächlichen Bauwerksverhalten auftreten. Diese Unterschiede führen insbesondere bei einer Schwellwertfestlegung zu der Gefahr, dass ein Schaden nicht eindeutig zu erkennen ist.

Nichtphysikalische Modelle

Nichtphysikalische Modelle können eine Abnahme der Funktionsfähigkeit der Verstärkung identifizieren. Die Genauigkeit und Qualität der hierbei

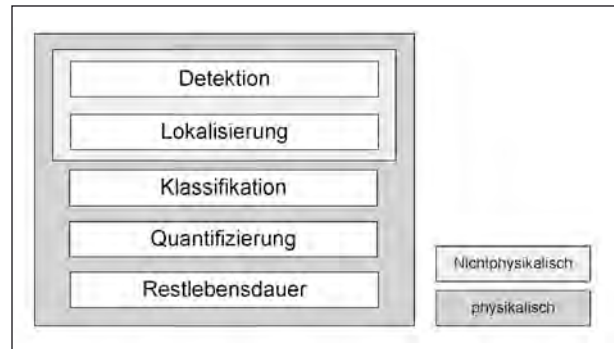


Bild 60: Genauigkeit der Schadenserkenkung nach [WODU04]

gewonnenen Informationen ist von dem eingesetzten Algorithmus abhängig. Da die Analyse bei einem nichtphysikalischen Modell ausschließlich anhand von Messdaten erfolgt, können Messungenauigkeiten die Qualität negativ beeinflussen. Während Ausreißer in den Messungen bei künstlichen Neuronalen Netzen die Qualität der Ergebnisse kaum beeinflussen, können bei der Clusteranalyse die Ergebnisse beeinflusst werden. Grundsätzlich benötigen nichtphysikalische Modelle eine hohe Anzahl an Messdaten, um eine ausreichend genaue Beurteilung zu ermöglichen.

6 Pilotanwendung

In dem vorliegenden Kapitel wird die praktische Umsetzung eines Monitoringkonzepts an einer Pilotbrücke dargestellt. Die Funktion und Zuverlässigkeit des Systems werden unter konzeptionellen und technischen Gesichtspunkten beurteilt. Das Monitoringkonzept wird an der Talbrücke Germinghausen im Zuge der A 45 umgesetzt.

6.1 Beschreibung der Brücke

6.1.1 Allgemeines

Bei dem vorliegenden Bauwerk handelt es sich um die 196 m lange Talbrücke Germinghausen im Zuge der Bundesautobahn 45 zwischen den Anschlussstellen Meinerzhagen und Drolshagen. Die Spannbetonbrücke wurde 1971 als 5-feldriger, gerade geführter Durchlaufträger errichtet. Der Überbau besteht aus zwei getrennten einzelligen Hohlkastenquerschnitten mit Querträgern in den jeweiligen Auflagerachsen. Die Stützweiten der Brücke betragen 31,0 – 43,0 – 45,0 – 43,0 – 34,0 Meter. Die Überbauten sind jeweils 2,50 m hoch und nach einer Kappenerneuerung im Jahr 1992 15,98 m



Bild 61: Fotos der Talbrücke Germinghausen

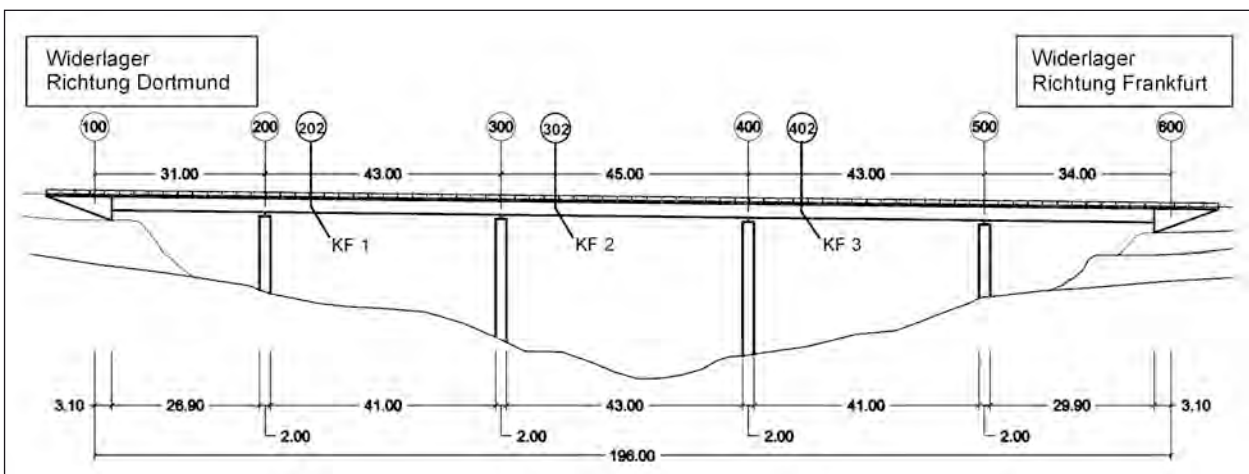


Bild 62: Längsschnitt Talbrücke Germinghausen

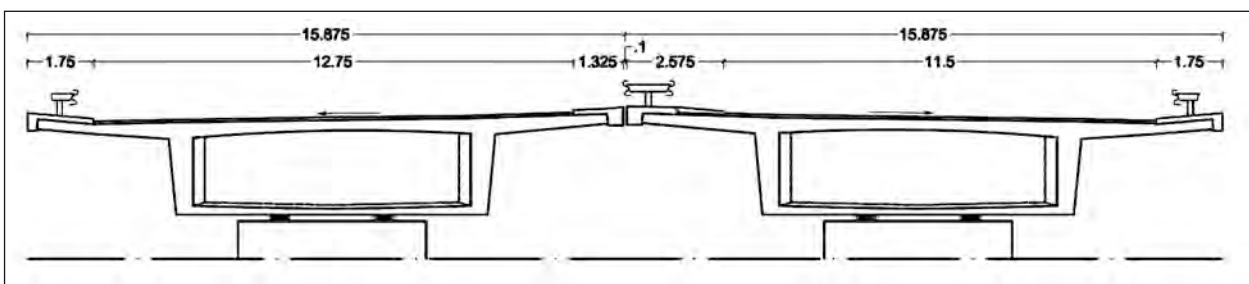


Bild 63: Querschnitt Talbrücke Germinghausen

breit. Sie wurden abschnittsweise in 4 Bauabschnitten hergestellt und in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt (interne Vorspannung). Die Spannglieder in Längsrichtung sind in den drei Koppelfugen zu 100 % gestoßen. Der sowohl für die Längs- als auch Querrichtung verwendete Sigma-Spannstahl St 145/160 ist als spannungsrissskorrosionsgefährdet einzustufen. Aufgrund zahlreicher Risse in den Feldbereichen und an den Koppelfugen wurde der Brückenüberbau im Jahr 1991 mit Stahllaschen auf der Bodenplatte des Hohlkastens verstärkt.

Jeder Überbau ist auf Widerlagern in den Achsen 100 und 600 sowie auf vier Hohlkastenpfeilern in den Achsen 200 – 500 aufgelagert. Sowohl die Pfeiler mit einer maximalen Höhe von 26,0 m als auch die Widerlager sind flach gegründet. Beide Überbauten sind in Brückenlängsrichtung durch die Lager in Achse 100 gehalten. In Querrichtung sind die Überbauten in den Achsen 100 und 600 gehalten. Die Lager in den Achsen 200 – 500 sind allseits beweglich. Im Jahr 1994 wurden die Rollenlager in Achse 100 durch Linienkipplager aus Stahl mit PTFE-Gleitschicht ersetzt. Die

vorhandenen Linienkipplager in Achse 100 wurden nicht ausgetauscht. Alle weiteren Stahlrollenlager in den Achsen 200 – 600 wurden durch Elastomerlager ersetzt.

Betonstahl: BSt 42/50 RK (III K) nach DIN 488 bis 1972

Vorspannung: Interne, beschränkte Vorspannung in Längs- und Querrichtung:

Längsvorspannung der Hauptträger: Holzmann KA 141/40 St 145/160

Quervorspannung der Fahrbahnplatte: Holzmann KA 49/14 ST 145/160

6.1.2 Angaben zur Konstruktion

Bauwerksart: Hohlkastenbrücke

Konstruktion: Einzelliger Hohlkasten je Fahrtrichtung (getrennt voneinander)

Baujahr: 1971

Baustoff: Spannbeton (Vorspannung in Längs- und Querrichtung)

Koppelfugen: 3 Koppelfugen (in den Achsen 202, 302, 402)

Statisches System: 5-feldriger Durchlaufträger
Stützweiten: 31,0 m – 43,0 m – 45,0 m – 43,0 m – 34,0 m

Bauverfahren: Abschnittsweise längsverschoben (Schalung auf einem Lehrgerüst)

Tragfähigkeit: Brückenklasse 60 nach DIN 1072
MLC R/K 100/60 nach STANAG 2021

Beton: B 450 nach DIN 1045 bis 1972 (Überbau)
B 300 und B 450 DIN 1045 bis 1972 (Unterbau)

6.1.3 Bau- und Erhaltungsmaßnahmen

Die bereits durchgeführten Bau- und Erhaltungsmaßnahmen an der Talbrücke Germinghausen sind dem Bauwerksbuch (Stand: 06.12.2012) entnommen und chronologisch zusammengestellt (s. Tabelle 6).

Jahr	Bau- und Erhaltungsmaßnahmen
1978	<ul style="list-style-type: none"> • Statische Nachrechnung der Koppelfugen • Rissanierung im Bereich der Koppelfugen (Rissverpressung der Koppelfugen)
1980	<ul style="list-style-type: none"> • Instandsetzung der Brückenkappen
1981	<ul style="list-style-type: none"> • Umrüstung der Schutzplanken
1988	<ul style="list-style-type: none"> • Erneuerung der Fahrbahndecke: Sanierung mit PCC, Schweißbahn, 3,5 cm Schutz- und 3,5 cm Deckschicht aus Gussasphalt, PU-Streifen an den Rändern
1991	<ul style="list-style-type: none"> • Überbauverstärkung durch auf die Bodenplatte des Hohlkastens aufgeklebte Stahllaschen • Rissanierung des gesamten Überbaus (Rissverpressung) • Errichtung von Notstapeln auf den Widerlagern zur Verminderung des Absackens des Überbaus bei einem Lagerbruch
1994	<ul style="list-style-type: none"> • Austausch der Edelstahlrollenlager durch Elastomerlager
2004	<ul style="list-style-type: none"> • Instandsetzung bzw. Erneuerung der Fahrbahnübergangskonstruktionen
2006	<ul style="list-style-type: none"> • Umfassende Instandsetzungsarbeiten: <ul style="list-style-type: none"> – Betoninstandsetzung am Überbau – Instandsetzung der Fahrbahnübergänge – Erneuerung der Abdichtung und der Kappen – Erneuerung des Geländers und der Schutzplanken – Einbau einer Betonschutzwand (H4B)
2009/2010	<ul style="list-style-type: none"> • Statischer Nachweis der Aufhängung und Erneuerung der Entwässerung
2011	<ul style="list-style-type: none"> • Nachrechnung der Brücke gemäß Nachrechnungsrichtlinie

Tab. 6: Bau- und Erhaltungsmaßnahmen an der Talbrücke Germinghausen

6.1.4 Brückenzustand/Schäden

Auffällig ist die Vielzahl von verpressten Längs- und Querrissen verteilt über die gesamte Länge der Brücke sowohl in der Bodenplatte als auch in den Stegen der Hohlkästen. Nach der ersten Rissanierung im Jahr 1978 wurde die Brücke im Jahr 1991 mit aufgeklebten Stahllaschen über die gesamte Länge der Brücke verstärkt. Im Zuge dieser Maßnahme wurden auch alle Risse erneut verpresst. Aus der Beschreibung im Bauwerksbuch geht hervor, dass man aufgrund der Verfärbung des Epoxidharzes davon ausgehen kann, dass sich die verpressten Risse teilweise öffnen und wieder schließen. Bei einer Ortsbesichtigung am 21.10.2011 im Rahmen der Brückennachrechnung konnten über die bereits verpressten Risse hinaus keine neuen Risse am Überbau festgestellt werden.

Nach dem Zustandsbericht 2013 (Stand 15.08.2013) ergibt sich für die Talbrücke Germinghausen eine Zustandsnote von 2,3 für beide Teilbauwerke. Die Standsicherheit ist dabei mit $S = 0$ bewertet, sodass die vorhandenen Schäden keinen Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks haben. Die Dauerhaftigkeit ist aufgrund von Rissen mit Aussinterungen am Kragarm, Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung an den Widerlagern und im Bereich der Verankerung der Quervorspannung am Kragarm, Undichtigkeiten und Durchfeuchtungen im Bereich der Fahrbahnübergangskonstruktionen (Dehnprofil undicht, Auflagerkonsole und Auflagerbank durchfeuchtet) sowie Schäden an der Entwässerungsrinne mit $D = 2$ bewertet. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit einer mittelfristigen Schadensbeseitigung. Die Verkehrssicherheit ist aufgrund des fehlenden Fugenbandes zwischen den Teilbauwerken, der fehlenden Absturzsicherung an den Widerlagern, fehlenden bzw. veralteten Steig-

eisen in den Pfeilern und Schäden an den Böschungstreppen ebenfalls mit $V = 2$ bewertet, sodass eine Schadensbeseitigung bzw. Warnhinweise erforderlich sind.

6.1.5 Nachrechnung gemäß DIN-Fachbericht

Die Talbrücke Germinghausen wurde im Jahr 2011 gemäß Nachrechnungsrichtlinie nach DIN-FB 101 und 102 (Ausgaben 2009) für das Ziellastniveau LM1 nachgerechnet. Die Untersuchungen zeigen zunächst, dass die bereits früh nach dem Bau der Brücke entstandenen Risse, die 1978 verpresst wurden, auf den Ansatz fehlerhafte Steifigkeitsverteilungen in der Bestandsstatik zurückgeführt werden können.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Ermüdungsnachweise für die Spannstahlbewehrung in Brückenlängsrichtung nach DIN-FB 102 sowohl in den Koppelfugen als auch in den Feldbereichen nicht eingehalten. Für die Querkrafttragfähigkeit sind hingegen keine Defizite aufgrund der vorhandenen Schubzulagen in den Stützbereichen festzustellen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Nachweise der Dekompression nach DIN-FB 102 für die Längs- und Querrichtung (Hohlkasten, Fahrbahnplatte und Kragarme) nicht erfüllt. In Brückenquerrichtung ist der Nachweis der Dekompression gemäß Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie unter Einhaltung der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ am Querschnittsrand nachgewiesen. Der Nachweis der Rissbreiten ist für die Brückenlängsrichtung nach DIN-FB 102 nicht eingehalten.

Die vertikalen Auflagerkräfte erhöhen sich für das angesetzte Lastmodell 1 gemäß DIN-FB 101 um ca. 25 % für die Widerlager und um ca. 15 % für



Bild 64: Verpresste Risse im Inneren (links) und an der Außenseite (rechts) des Hohlkastens

die Pfeiler (maximal belastete Lagerreihe). Aufgrund der in der Bestandsstatik angesetzten Bremslasten gemäß STENAG 2021 erhöhen sich die Horizontallasten infolge Bremsen nicht wesentlich. Die Bodenpressungen erhöhen sich für die Widerlager und die Pfeiler um ca. 6 %. Da die angesetzten Lagerkräfte aus Verkehr auf der sicheren Seite liegen und für die Lagerbemessung die maximalen Auflagerkräfte aus der ungünstigsten Laststellung angesetzt wurden, können die Laststeigerungen toleriert werden.

Aufgrund der dargestellten Defizite bei den Nachweisen der Ermüdung, der Dekompression und der Rissbreitenbegrenzung wird in der Nachrechnung eine Verstärkung der Brücke in Längsrichtung mit externer Vorspannung empfohlen. Die Vorspannung sollte dabei so gewählt werden, dass der Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination und die Spannungsschwingbreiten in den Koppelfugen unter der häufigen Einwirkungskombination nach DIN-FB 101 eingehalten werden.

6.2 Verstärkung des Überbaus

Auf Grundlage der Empfehlungen bei der Brückennachrechnung werden die Brückenüberbauten in Längsrichtung durch eine externe Vorspannung verstärkt. Die erforderlichen statischen Berechnungen wurden im Jahr 2012 mithilfe des Programmsystems SOFISIK durchgeführt. Der Überbau wurde dabei als räumliches Tragwerk aus Stabelementen abgebildet. Die auf dem Boden des Hohlkastens aufgeklebten Stahllaschen zur Verstärkung des Überbaus wurden auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

Zur Einhaltung des Nachweises der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination (nach DIN-FB 101) und des Nachweises der Spannungsschwingbreiten unter der häufigen Einwirkungskombination (nach DIN-FB 101) kommen je Hohlkasten überschlägig 6 Spannglieder des Typs Suspa Draht Ex 66 zum Einsatz. Die Spannglieder werden zentrisch im Hohlkasten geführt, wobei vier Spannglieder in den Endquerträgern und zwei Spannglieder in den ersten Stützträgern verankert werden (siehe Bild 66). Für die Verankerung der Spannglieder werden die Querträger zur Auf-

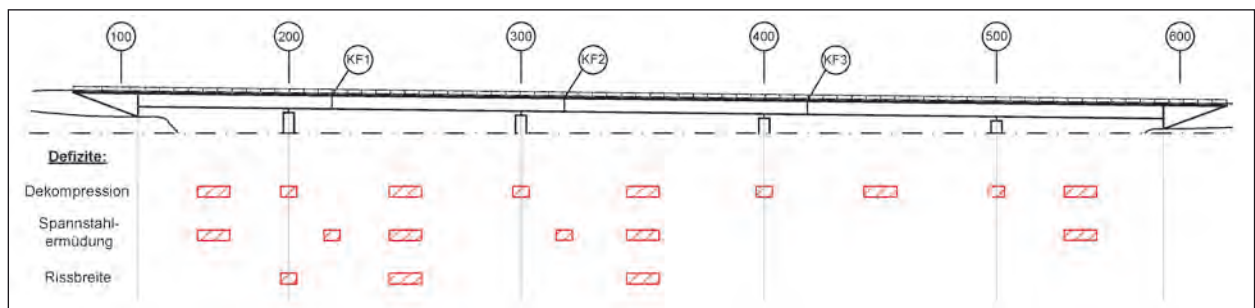


Bild 65: Längssystem der Talbrücke Germinghausen mit Defiziten gemäß der Brückennachrechnung von 2011

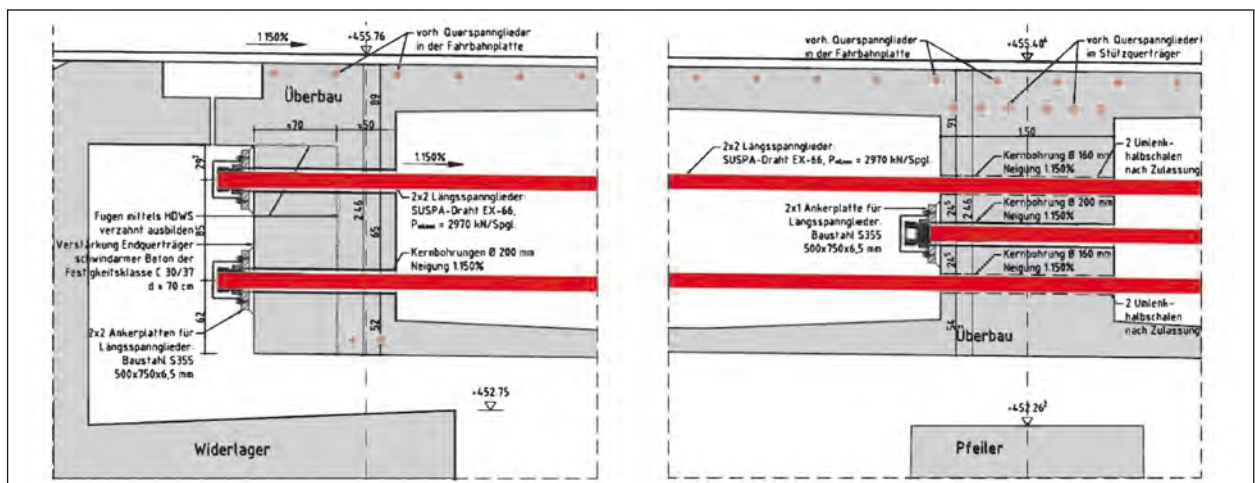


Bild 66: Verankerung im Endquerträger (links) und im ersten Stützträger (rechts)

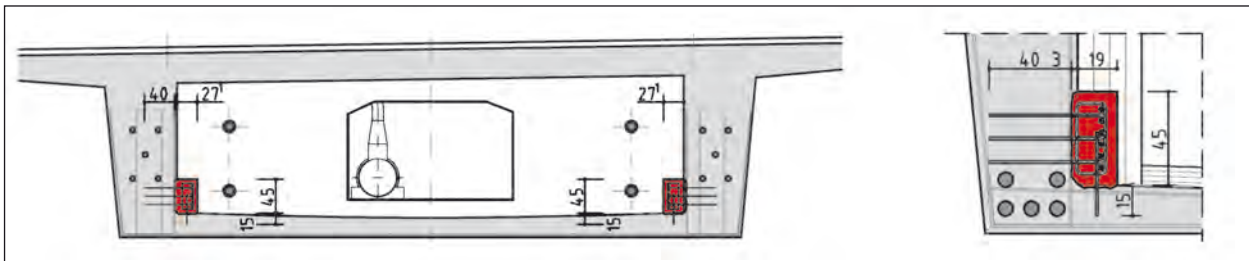


Bild 67: Ortbeton-Verstärkungsblöcke im Querschnitt (links) und im Detail (rechts)

nahme der Vorspannkraft mit Ortbeton verstärkt. Vor der Betonage wird dazu die Betonoberfläche mit HDW aufgeraut und Verbundanker in den vorhandenen Beton eingebracht. Darüber hinaus werden Kernbohrungen (Durchmesser 200 mm) in allen Querträgern zur Durchführung der externen Spannlieder vorgenommen.

Zusätzlich zur externen Vorspannung werden im ersten und letzten Feld des Hohlkastens Verstärkungsblöcke zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens anbetoniert. In den Eckbereichen zwischen Bodenplatte und Steg werden über die gesamte Länge des Feldes Ortbetonergänzungen (45 cm hoch und 19-27 cm breit) mit zusätzlicher Längs- und Bügelbewehrung hergestellt. Vorbereitend wird dazu die Betonoberfläche im Bereich der geplanten Ortbetonergänzung mittels HDW aufgeraut und Verbundanker in die Stege und die Bodenplatte des Hohlkastens eingebracht.

Während der gesamten Verstärkungsmaßnahme soll die Verkehrsführung, bis auf wenige Ausnahmen bei Anlieferung von Material und erforderlichen Geräten, nicht eingeschränkt werden, sodass weiterhin in Fahrtrichtung Frankfurt zwei Fahrstreifen sowie ein Standstreifen und in Fahrtrichtung Dortmund drei Fahrstreifen zur Verfügung stehen.

Nach der Verstärkung wird die Brücke aufgrund der Defizite beim Nachweis der Dekompression in Brückenquerrichtung, die durch die Verstärkungsmaßnahmen nicht kompensiert werden können, gemäß Nachrechnungsrichtlinie in die Nachweisklasse C, Stufe 2 mit einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von 20 Jahren eingestuft.

6.3 Überwachungskonzept

6.3.1 Grundlagen

Im Anschluss an die in Kapitel 5 aufgezeigten Grundlagen zur Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen wird das Monitoringkonzept zur Über-

wachung der zusätzlichen externen Vorspannung an der Talbrücke Germinghausen unter Betriebsbedingungen erprobt. Im Rahmen des Monitoringkonzeptes wird die Verstärkung anhand vier wesentlicher Kriterien beurteilt:

- (1) Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen,
- (2) Effektivität bzw. Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung,
- (3) Einfluss der zusätzlichen externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen,
- (4) dauerhafte Funktionsfähigkeit der zusätzlichen externen Vorspannung.

Da die Verstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung das Tragverhalten der gesamten Brücke beeinflusst, kann die Beurteilung der Verstärkungsmaßnahme anhand globaler Überwachungsansätze mit nichtphysikalischen Modellen erfolgen. Dieses Vorgehen eignet sich besonders, wenn der Zustand der unverstärkten Brücke erfasst werden kann. Der unverstärkte Bauwerkszustand kann dazu genutzt werden, einen Referenzzustand anhand festgelegter Parameter (z. B. Spannstahlspannungen der internen Vorspannung) zu bestimmen (vgl. Kapitel 5.2.2, Bild 54). Zur Festlegung des Referenzzustands kommen dabei ebenfalls nichtphysikalische Modelle, wie z. B. die Regressionsanalyse zum Einsatz. Beispielsweise konnte in [PENK05] ausgehend von der Rissbewegung an einer gerissenen Koppelfuge abgeschätzt werden, inwieweit die Verstärkung das Verhalten des Koppelfugenrisses beeinflusst (vgl. Bild 68). Da die applizierten Stahllaschen als Koppelfedern wirken, ist anzunehmen, dass die Amplitude der Rissbreite deutlich abnimmt. In einem Streudiagramm lässt sich die Wechselbeziehung dieser Parameter visualisieren. Durch die Regressionsanalyse kann das entstehende Muster mathematisch definiert werden. Das Prädiktionsintervall legt den Bereich des ungeschädigten Referenzzustandes fest. Werden

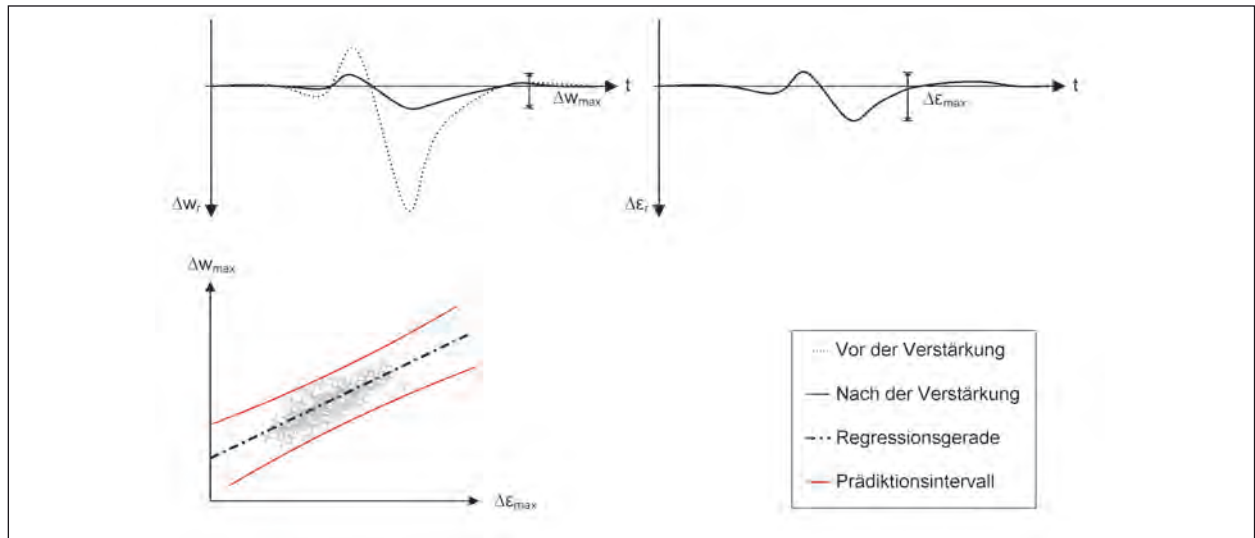


Bild 68: Muster in der Wechselbeziehung zwischen der Rissbreite und der Lamellendehnung infolge einer Verkehrslast

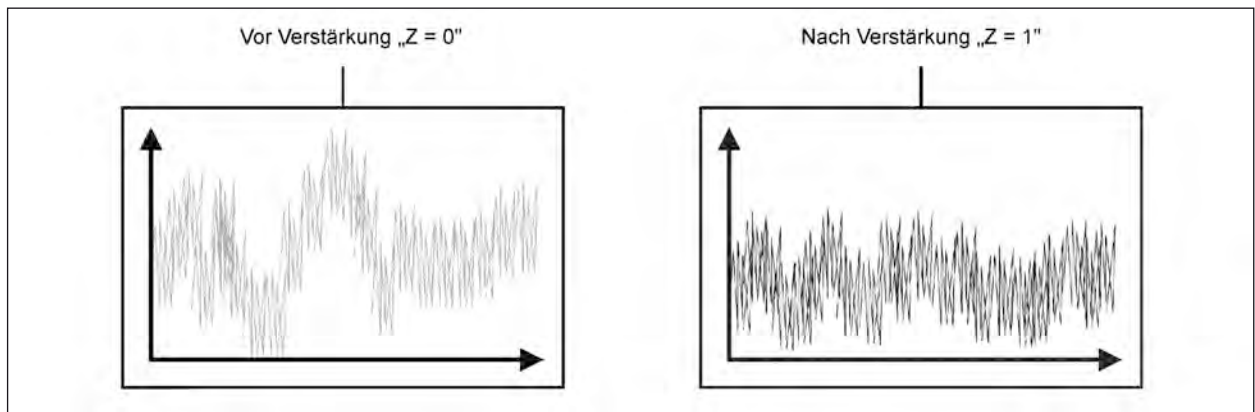


Bild 69: Beispielhafter Vergleich des Zustandes vor und nach der Verstärkung

Messdaten außerhalb dieses Intervalls ermittelt, ist von einer Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung auszugehen.

Die Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen (1) wird durch den Vergleich der Dehnung der Stahllasche mit der Dehnung des Betons unmittelbar neben der Lasche bewertet. Ergeben sich bei der Auswertung affine Dehnungsverläufe beider Parameter kann auf eine Beteiligung der Stahllaschen hinsichtlich der Tragverhaltens geschlossen werden. Zur Beurteilung der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung (2) wird mithilfe der Regressionsanalyse zweier Messwerte jeweils ein Referenzzustand vor und nach der Verstärkung ermittelt. Anhand des anschließenden Vergleichs dieser Referenzzustände erfolgt die Bewertung der Wirksamkeit der Verstärkung. Darüber hinaus können Abweichungen in den Messdatenverläufen zum Zeitpunkt des Vorspannens unmittelbar Aufschluss über die Effektivität

der zusätzlichen externen Vorspannung geben.

Analog zur Bewertung der Wirksamkeit der Stahllaschen erfolgt die Beurteilung des Einflusses der zusätzlichen externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen (3) auf der Grundlage des Vergleichs zwischen der Dehnung der Stahllasche mit der Dehnung des Betons unmittelbar neben der Lasche. Hierbei dient der Vergleich von zuvor ermittelten Referenzzuständen vor und nach der Verstärkung zur Bewertung des Einflusses der Verstärkung auf die Stahllaschen. Die Beurteilung der (dauerhaften) Funktionsfähigkeit der zusätzlichen externen Vorspannung (4) erfolgt auf der Grundlage eines Referenzzustandes nach der Verstärkung. Für den Referenzzustand kann mithilfe der Regressionsanalyse ein Prädiktionsintervall mit oberen und unteren Grenzwerten ermittelt werden. Treten im Verlauf der Überwachung Messdaten außerhalb dieser Grenzen auf, kann auf eine Beein-

trächtigung der Funktionsstörung der Verstärkung geschlossen werden.

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die generelle Vorgehensweise bei der Überwachung der Verstärkungsmaßnahme gegeben. Detaillierte Beschreibungen der einzelnen Arbeitsschritte sind den folgenden Kapiteln zu entnehmen.

Zunächst wurden alle Bauwerksunterlagen (Altstatik, Bauwerksbücher, Brückennachrechnung, statische Berechnung der geplanten Verstärkung) ausgewertet und maßgebende bzw. geeignete Stellen für die Anordnung von Sensoren zur Überwachung der Verstärkungsmaßnahme ermittelt. Bei einer ersten Tagesmessung an der Brücke wurden Kurzzeitmessungen an verschiedenen Stellen des Überbaus durchgeführt, um die rechnerisch ermittelten geeigneten Messstellen mit gemessenen Werten zu bestätigen. Darüber hinaus wurde durch die Variation der Abtastrate die erforderliche Messfrequenz für die dauerhafte Messwerterfassung validiert. Auf der Grundlage dieser Vorarbeiten wurden die erforderlichen Sensoren an den verschiedenen Messstellen installiert und die kontinuierliche Messdatenaufzeichnung gestartet. Als Messparameter zur Beurteilung der Verstärkungsmaßnahme dienen dabei die Dehnungen (bzw. Spannungen) der vorhandenen internen Vorspannung am Koppelanker, die Rissbreitenänderungen der Koppelfuge, die Dehnungen der Stahllaschen und des Betons unmittelbar neben den Stahllaschen, sowie die vertikalen Beschleunigungen im Bereich der Koppelfuge. Zusätzlich wird der Einfluss der Temperatur durch Messung der Betontemperatur (im Steg oben und unten sowie in der Bodenplatte) und der Lufttemperatur (innerhalb und außerhalb des Hohlkastens) berücksichtigt. Das Ziel ist es, Messdaten über einen Zeitraum von etwa zwei Monaten vor der Verstärkung und über einen Zeitraum von etwa vier Monaten nach der Verstärkung aufzuzeichnen.

Zusätzlich zu den Messdaten des täglichen Verkehrs werden zwei Belastungsversuche mit einer definierten Last vor und nach der Verstärkung unter vergleichbaren Randbedingungen vorgenommen. Darüber hinaus wird ein Fernzugriff auf den Zentralrechner im Hohlkasten ebenso realisiert wie die Ferndatenübertragung von diesem Zentralrechner auf einen Institutsrechner. Die Auswertung der aufgezeichneten Messdaten und die Bestimmung eines Referenzzustandes erfolgt mit dem Programm MATLAB und dient der Bewertung der im Vorfeld beschriebenen Beurteilung der Verstärkung.

6.3.2 Anordnung der Sensoren

Der Verkehr auf der Talbrücke Germinghausen wird in Fahrtrichtung Frankfurt auf zwei Fahrstreifen und in Fahrtrichtung Dortmund auf drei Fahrstreifen geführt. Zudem verläuft der rechte Fahrstreifen (Lkw-Spur) in Fahrtrichtung Dortmund in etwa über dem rechten Steg des Hohlkastens. Aufgrund der daraus resultierenden höchsten Beanspruchung infolge des Verkehrs wurden die Sensoren im rechten Steg (bzw. in der rechten Hälfte) des Hohlkastens in Fahrtrichtung Dortmund angeordnet.

Die Brückennachrechnung ergab u. a. rechnerische Defizite bei den Ermüdungsnachweisen der Spannstahlbewehrung insbesondere in den Koppelfugen. Dementsprechend werden die Spannstahldehnungen der internen Vorspannung direkt auf den Koppelankern in der Koppelfuge 1 und 2 mithilfe von Dehnmessstreifen (DMS) erfasst (siehe Bild 75 und Bild 76). Aus der Bestandstatik gehen das verwendete Spannverfahren und das zugehörige Verankerungssystem hervor. Die Spannglieder wurden mit der Koppelklemmverankerung KKA 141/40 der Firma Holzmann verankert (siehe Bild 70). Darauf abgestimmt wurden je Koppelfuge drei DMS an unterschiedlichen Stellen der Verankerung zwischen den Schrauben auf der Verankerungsplatte (DMS-K1), in der Mitte der Verankerungsplatte (DMS-K2) und direkt auf einer Spannlitze (DMS-K3) appliziert.

Die Spannstahldehnungen werden dabei jeweils an der untersten Lage der Spannstahlbewehrung gemessen, da dort die größten Beanspruchungen und Spannungen auftreten. Zur Applikation der DMS wurden zunächst die Koppelanker mithilfe des Hochdruckwasserstrahlverfahrens (HDW) freigelegt und anschließend die Verankerungskörper geöffnet (siehe Bild 71).

Neben den Spannstahldehnungen auf den Verankerungselementen werden die Rissbreitenänderungen in den Koppelfugen 1 und 2 mithilfe von jeweils drei induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Wegaufnehmer wurden am oberen Rand des Steges, im Eckbereich zwischen Bodenplatte und Steg, sowie auf der Bodenplatte in einem Abstand von ca. 2,20 m vom Steg appliziert (siehe Bild 72).

Zur Aufnahme vertikaler Beschleunigungen wurde im Bereich der Koppelfuge 1 zusätzlich ein Beschleunigungssensor auf der Bodenplatte unmittelbar neben dem Steg positioniert. Zur Bewertung der Wirksamkeit und der dauerhaften Funktionsfähigkeit

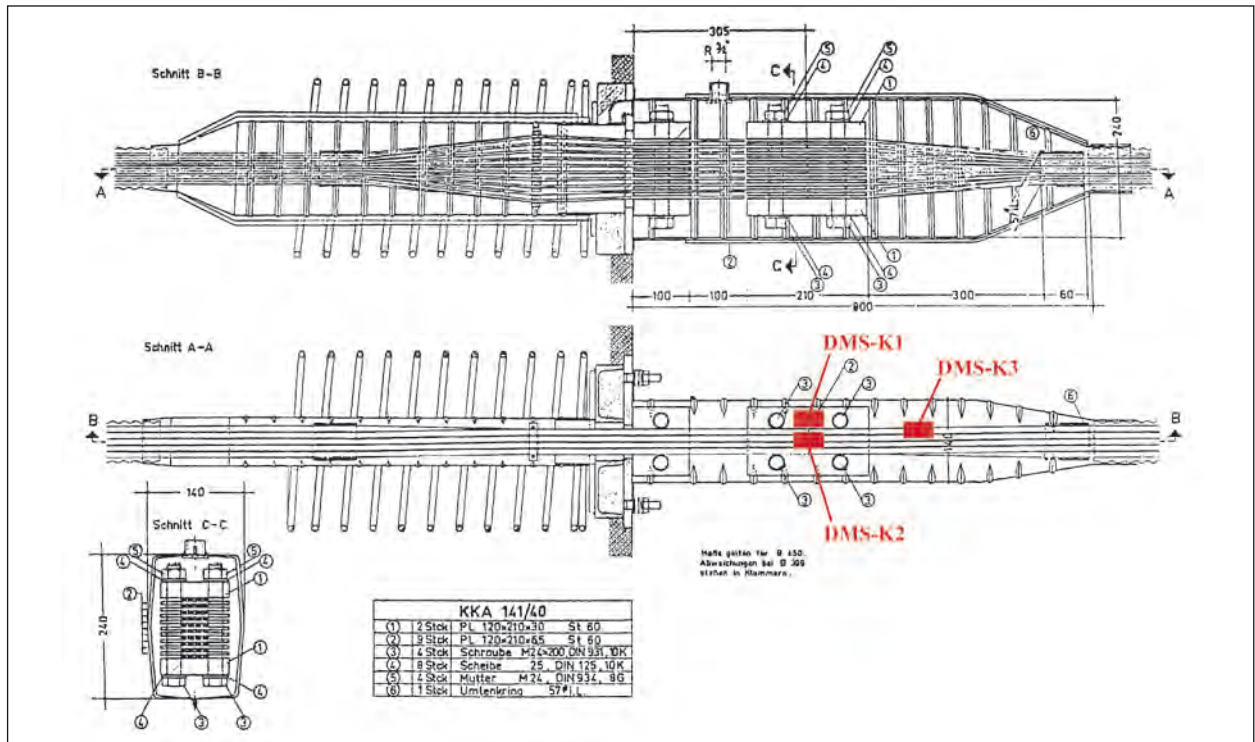


Bild 70: Koppelklemmverankerung KKA 141/40 (gemäß Zulassungsbescheid V A2-64b 08/27 – 10/68 des Hessischen Ministeriums des Inneren von 1968)



Bild 71: Freigelegte Koppelstelle (links) und auf der Verankerung applizierte DMS (rechts)



Bild 72: Induktive Wegaufnehmer zur Aufnahme der Rissbreitenänderung

der Verstärkung werden darüber hinaus die Längenänderungen des Betons mit zwei induktiven Wegaufnehmern im oberen und unteren Bereich des Steges erfasst. Die Sensoren werden dazu in Feldmitte des Feldes 3 (mittleres Feld in Brückenlängsrichtung) appliziert, da sich an dieser Stelle rechnerisch die größten Durchbiegungen ergeben.

Um den Einfluss der Verstärkung auf die vorhandenen Stahllaschen zu bewerten und den Verbund zwischen den Stahllaschen und dem Beton zu erfassen, werden die Dehnungen auf den Stahllaschen mit DMS und die Dehnungen auf dem Beton unmittelbar neben den Laschen mit induk-



Bild 73: Dehnmessstreifen auf die Stahllaschen appliziert

tiven Wegaufnehmern erfasst (vgl. Bild 75b) . Die Sensoren wurden im Bereich der Koppelfuge 1 über zwei Stahllaschen verteilt und im Feldbereich von Feld 3 über eine Stahllasche verteilt angeordnet.

Um den Einfluss der Temperatur zu berücksichtigen, werden sowohl die Bauteiltemperatur als auch die Umgebungstemperatur in Feldmitte von Feld 3 gemessen. Dazu wurden oben und unten im Steg sowie in der Mitte der Bodenplatte Thermoelemente ca. 9 cm tief in den Betonquerschnitt eingebracht. Nach dem Einbringen der Temperatursensoren in den Betonquerschnitt wurden die freigelegten Stellen nachträglich wieder versiegelt. Die Lufttemperaturen werden im Inneren und außerhalb des Hohlkastens gemessen.

Insgesamt kommen 35 Sensoren, davon 6 DMS auf dem Spannstahl (am Koppelanker), 11 DMS auf den Stahllaschen, 6 Wegaufnehmer über der Koppelfuge, 6 Wegaufnehmer auf dem Beton, 1 Beschleunigungssensor und 5 Temperatursensoren zum Einsatz. Die Sensoren zur Aufnahme der unterschiedlichen Parameter wurden dabei an drei Messstellen, im Bereich der Koppelfugen 1 und 2 sowie in der Mitte von Feld 3 angeordnet. Die Bilder 74 bis 77 zeigen die schematische Darstellung der drei Messstellen und die Verteilung der einzelnen Sensoren an diesen Stellen.

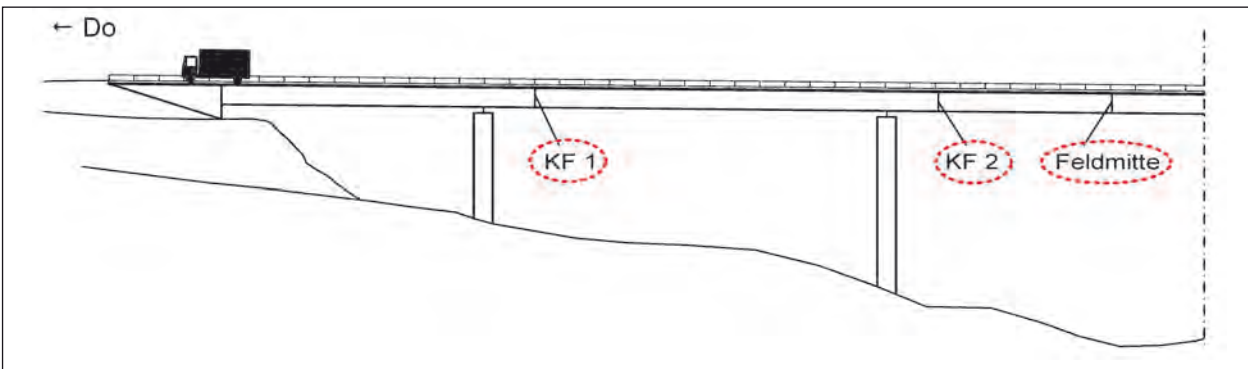


Bild 74: Darstellung der Messstellen in der Brückenansicht (halbes System)

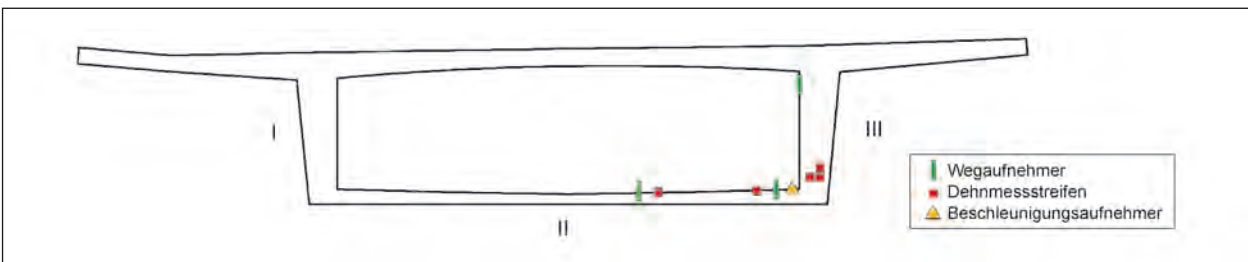


Bild 75a: Sensoranordnung im Bereich der Koppelfuge 1 (Querschnitt)

Koppelfuge 1 (Achse 202)

Im Bereich der Koppelfuge 1 wurden insgesamt 15 Sensoren installiert. Zur Aufnahme der Rissbreitenänderung der Koppelfuge wurden drei Wegaufnehmer (oben am Steg, auf der Bodenplatte unmittelbar neben dem Steg und unmittelbar neben der letzten Stahllasche, ca. 2,20 m vom Steg entfernt) direkt über der Koppelfuge befestigt. Drei DMS auf dem untersten Koppelanker der internen Vorspannung erfassen die Dehnungen des Spannstahls. Weitere sechs DMS wurden in einem Abstand von

0,5 bzw. 2,0 m voneinander auf zwei der vorhandenen Stahllaschen appliziert. Unmittelbar neben den 2,0 m von der Koppelfuge entfernten DMS auf den Stahllaschen wurden Wegaufnehmer zur Erfassung der Längenänderungen des Betons installiert. Die vertikalen Beschleunigungen an der Koppelfuge werden mithilfe eines Beschleunigungsaufnehmers auf der Bodenplatte unmittelbar neben dem Steg erfasst.

Die Tabelle 7 gibt einen Überblick der applizierten Sensoren im Bereich der Koppelfuge 1.

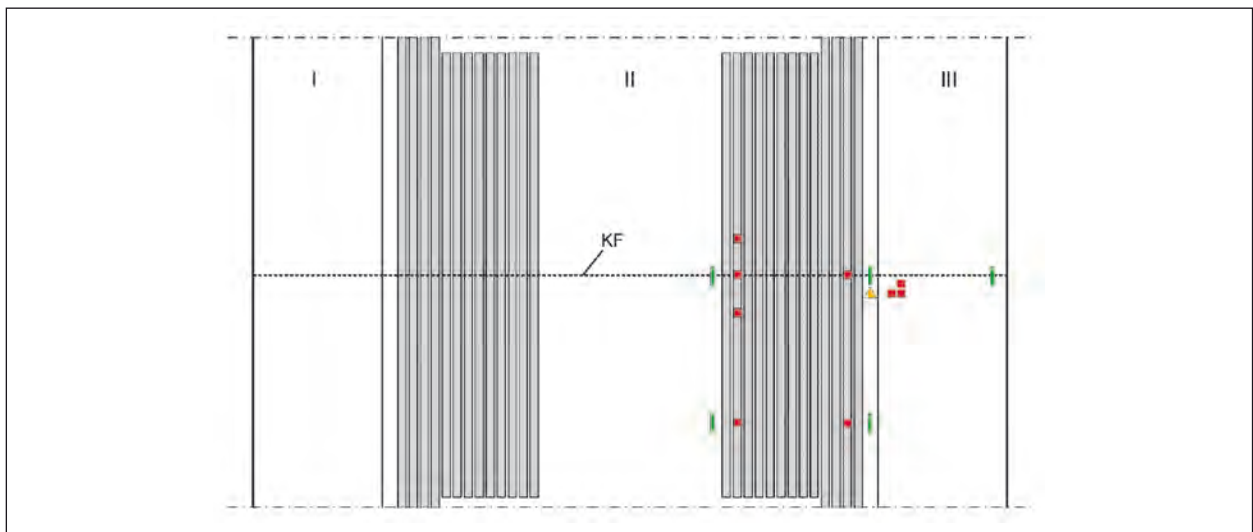


Bild 75b: Sensoranordnung im Bereich der Koppelfuge 1 (Abwicklung)

Parameter	Messstelle	Sensortyp	Bezeichnung
Spannstahldehnung	auf der Klemmplatte zwischen den Schrauben	DMS	K1-DMS-K1
	mittig auf der Klemmplatte	DMS	K1-DMS-K2
	auf einer Spannlitze	DMS	K1-DMS-K3
Stahldehnung (durchlaufende Stahllaschen)	über der Koppelfuge	DMS	K1-DMS-1-1
	2,0 m entfernt von der Koppelfuge (Richtung Feldmitte)	DMS	K1-DMS-1-2
Stahldehnungen (zusätzliche Stahllaschen)	0,5 m entfernt von der Koppelfuge (Richtung Stütze)	DMS	K1-DMS-2-1
	über der Koppelfuge	DMS	K1-DMS-2-2
	0,5 m entfernt von der Koppelfuge (Richtung Feldmitte)	DMS	K1-DMS-2-3
	2,0 m entfernt von der Koppelfuge (Richtung Feldmitte)	DMS	K1-DMS-2-4
Längenänderungen des Betons (über der Koppelfuge)	oberer Stegbereich	Wegaufnehmer	K1-Weg-1-1
	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	K1-Weg-1-2
	auf der Bodenplatte neben letzter Lasche	Wegaufnehmer	K1-Weg-1-3
Längenänderungen des Betons (2,0 m entfernt zur Koppelfuge Richtung Feldmitte)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	K1-Weg-2-1
	auf der Bodenplatte neben letzter Lasche	Wegaufnehmer	K1-Weg-2-2
Beschleunigung	Bodenplatte neben dem Steg	Beschleunigungsaufnehmer	K1-Beschl

Tab. 7: Übersicht der applizierten Sensoren im Bereich der Koppelfuge 1

Koppelfuge 2 (Achse 302)

Im Bereich der Koppelfuge 2 kommen insgesamt 6 Sensoren zum Einsatz. Analog zur Koppelfuge 1 werden zur Aufnahme der Rissbreitenänderung der Koppelfuge drei Wegaufnehmer (oben am Steg, auf der Bodenplatte unmittelbar neben dem Steg und unmittelbar neben der letzten Stahl-

lasche, ca. 2,20 m vom Steg entfernt) direkt über der Koppelfuge befestigt. Die Erfassung der Spannstahldehnungen erfolgt mithilfe von drei DMS auf dem untersten Koppelanker der internen Vorspannung.

Die Tabelle 8 gibt einen Überblick der applizierten Sensoren im Bereich der Koppelfuge 2.

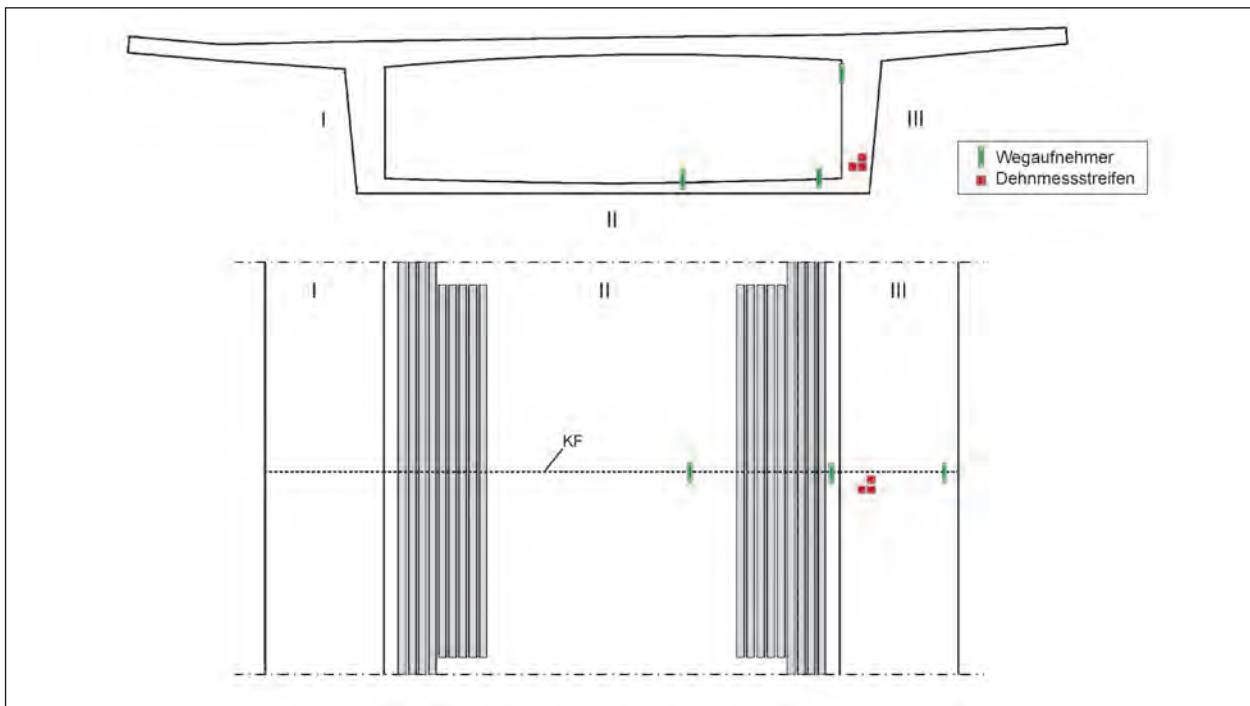


Bild 76: Sensoranordnung im Bereich der Koppelfuge 2 (Querschnitt und Abwicklung)

Parameter	Messstelle	Sensortyp	Bezeichnung
Spannstahldehnung	auf der Klemmplatte zwischen den Schrauben	DMS	K2-DMS-K1
	mittig auf der Klemmplatte	DMS	K2-DMS-K2
	auf einer Spannlitze	DMS	K2-DMS-K3
Längenänderungen des Betons (über der Koppelfuge)	oberer Stegbereich	Wegaufnehmer	K2-Weg-1-1
	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	K2-Weg-1-2
	auf der Bodenplatte neben letzter Lasche	Wegaufnehmer	K2-Weg-1-3

Tab. 8: Übersicht der applizierten Sensoren im Bereich der Koppelfuge 2

Feldmitte von Feld 3 (Achse 305)

Im Feldbereich des mittleren Brückenfeldes wurden insgesamt 14 Sensoren installiert. Zur Erfassung der Dehnungen der Stahllaschen wurden fünf DMS (ein DMS in Feldmitte, zwei DMS jeweils im Abstand von 0,5 m von der Feldmitte entfernt und zwei DMS jeweils 2,0 m von der Feldmitte entfernt) auf einer Stahllasche appliziert. Mithilfe von induktiven Wegaufnehmern werden die Längenänderungen des Betons an drei Stellen in Feldmitte (oben und unten am

Steg sowie auf der Bodenplatte unmittelbar neben der Stahllasche), sowie im Abstand von 2,0 m von der Feldmitte (in Längsrichtung), unmittelbar neben der Stahllasche aufgezeichnet. Zusätzlich wird im Feldbereich die Bauteiltemperatur oben und unten im Steg und in der Bodenplatte sowie die Außentemperatur im Inneren und außerhalb des Hohlkastens mithilfe von Thermoelementen gemessen.

Die Tabelle 9 gibt einen Überblick der applizierten Sensoren im Bereich von Feld 3 (Feldmitte).

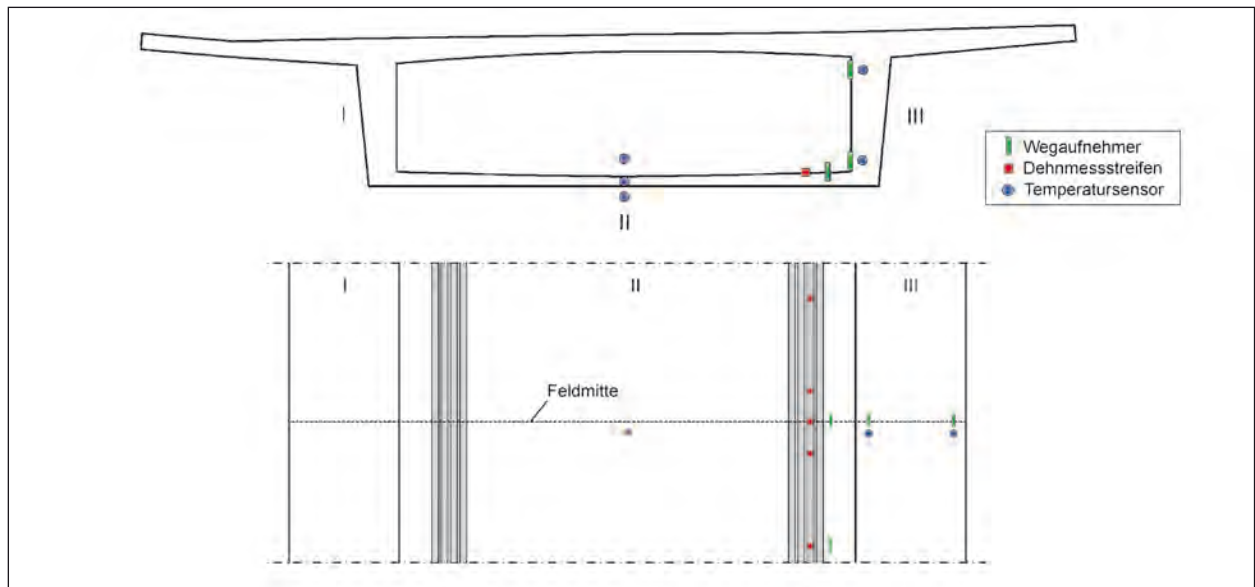


Bild 77: Sensoranordnung in Feldmitte von Feld 3 (Querschnitt und Abwicklung)

Parameter	Messstelle	Sensortyp	Bezeichnung
Stahldehnungen (durchlaufende Stahllaschen)	2,0 m entfernt von der Feldmitte (Richtung Achse 300)	DMS	F3-DMS-1
	0,5 m entfernt von der Feldmitte (Richtung Achse 300)	DMS	F3-DMS-2
	in Feldmitte	DMS	F3-DMS-3
	0,5 m entfernt von der Feldmitte (Richtung Achse 400)	DMS	F3-DMS-4
	2,0 m entfernt von der Feldmitte (Richtung Achse 400)	DMS	F3-DMS-5
Längenänderungen des Betons (in Feldmitte)	oberer Stegbereich	Wegaufnehmer	F3-Weg-1-1
	unterer Stegbereich	Wegaufnehmer	F3-Weg-1-2
	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	F3-Weg-1-3
Längenänderungen des Betons (2,0 m entfernt von der Feldmitte Richtung Achse 400)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	F3-Weg-2-1
Bauteiltemperatur (im Beton)	oberer Stegbereich im Beton	Thermoelement	Temp-1
	unterer Stegbereich im Beton	Thermoelement	Temp-2
	Bodenplatte im Beton	Thermoelement	Temp-3
Lufttemperatur	Innentemperatur	Thermoelement	Temp-4
	Außentemperatur	Thermoelement	Temp-5

Tab. 9: Übersicht der applizierten Sensoren im Bereich der Feldmitte von Feld 3

6.3.3 Messeinrichtung und Datenübertragung/-verwaltung

In Bild 78 ist das Konzept für die Datenübertragung dargestellt. Die Komponenten werden im Folgenden kurz erläutert.

Sensoren

Die Beschreibung der eingesetzten Sensoren, sowie deren Anordnung an den verschiedenen Messstellen ist in Kapitel 6.3.2 dargestellt.

Aufgrund der intensiven Arbeiten im Rahmen der Brückenverstärkung, insbesondere beim Montieren der zusätzlichen externen Spannglieder im Stegbereich des Hohlkastens müssen die Sensoren vor Beschädigungen geschützt werden. Dazu werden

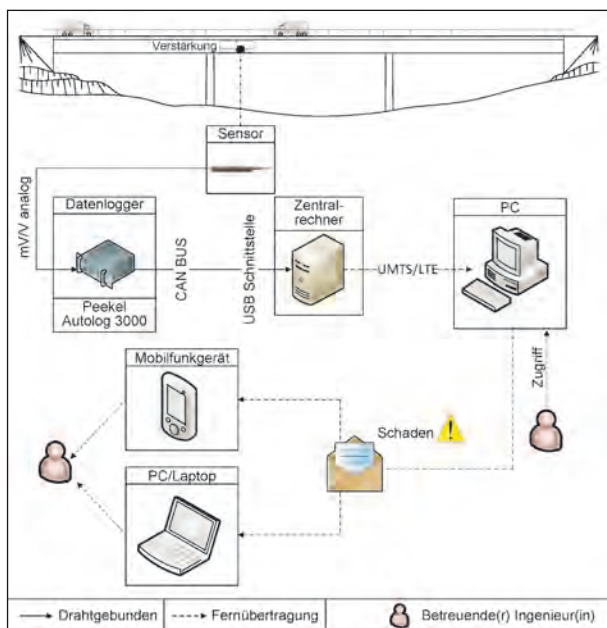


Bild 78: Übersicht des Datenübertragungsnetzes

Holzboxen oder Schutzpaletten (Bild 79) über den Sensoren angeordnet und mit Dübeln in dem Betonquerschnitt verankert.

Datenlogger/Datennetz

Für die Messdatenerfassung wird der Datenlogger Autolog 3000 der Firma Peekel Instruments (siehe Bild 80) eingesetzt. Um die Kabellängen der einzelnen Sensoren und somit die Datenverluste sowie mögliche Störeffekte möglichst gering zu halten, kommt je Messstelle (Koppelfuge 1 und 2 sowie Feld 3) ein Datenlogger zum Einsatz. Zwischen den Sensoren und der Messeinrichtung wird eine kabelgebundene Datenübertragung gewählt, um eine hohe Datenübertragungsrate sowie eine gleichzeitige Energieversorgung der Komponenten zu gewährleisten. Die einzelnen Sensoren werden mit entsprechenden Kupferdrähten direkt an den Datenlogger angeschlossen. Die Datenübertragung zum Zentralrechner wird von jedem Datenlogger aus über abgeschirmte CAN-Bus-Kabel sichergestellt. Die Software des Datenerfassungssystems stellt dabei eine synchrone Aufzeichnung der Messdaten sicher.



Bild 80: Datenlogger der Firma Peekel Instruments, Model: Autolog 3000 [PEEK13]

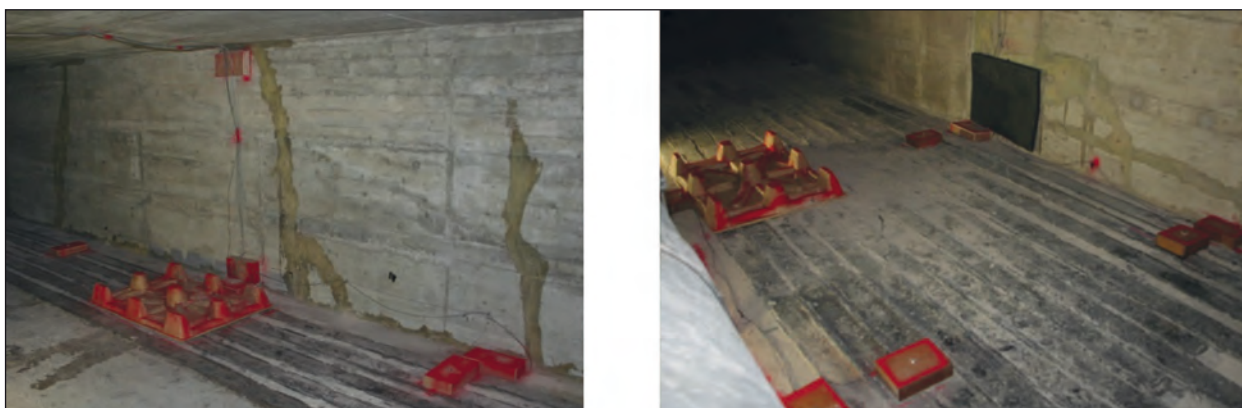


Bild 79: Schutzkonstruktionen zur Sicherung der Sensoren vor Beschädigung

datenerfassung eine Abtastfrequenz von 10 Hz für alle Sensoren (mit Ausnahme der Temperatursensoren) festgelegt wurde. Für ein Fahrzeug, das die Brücke mit 80 km/h (22,2 m/s) überfährt, ergibt sich somit alle 2,22 m ein neuer Messwert. Die Temperaturmessung erfolgt alle 15 Minuten (dies entspricht einer Frequenz von ca. 0,001 Hz), da eine kurzfristige Änderung im Bauwerksverhalten infolge der Temperatureinwirkung nicht zu erwarten ist.

Fernzugriff/Datenübertragung

Für den Fernzugriff auf den Zentralrechner in der Brücke und für die Datenübertragung vom Zentralrechner auf den Institutsrechner wird im Rahmen des Monitorings der Funkstandard UMTS (3G) genutzt. Die Verfügbarkeit dieses Mobilfunkstandards ist an der Brücke gewährleistet und ermöglicht eine ausreichend hohe Übertragungsrate. Eine Software bietet die Möglichkeit des Fernzugriffs auf den Zentralrechner, sodass jederzeit die Funktion des Messsystems überprüft und ggf. Änderungen innerhalb des Messsystems vorgenommen werden können. Zudem werden von einem Programm auf dem Zentralrechner die erfassten Messdaten als Datenpakete in festgelegten Zeitabständen an einen Server bzw. den Institutsrechner übermittelt.

Software zur Datenauswertung

Für die Auswertung der Messdaten wird das Programmpaket Matlab® von TheMathworks Inc. genutzt. Dieses Programm ist insbesondere für wissenschaftliche Auswertungen geeignet und ermöglicht die Datenakquisition, Datenanalyse sowie die

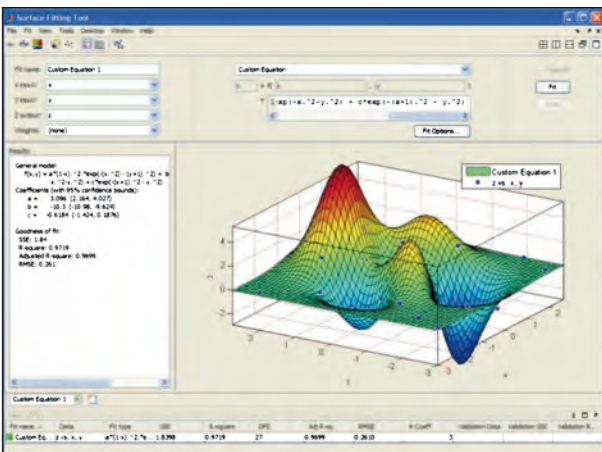


Bild 83: Beispielhafte Programmoberfläche einer Toolbox von Matlab® [MATH13]

Datenvisualisierung. Zusätzlich ermöglichen sogenannte Toolboxes (Sammlungen von Matlab®-Funktionen) anwendungsspezifische Lösungsverfahren bei der Auswertung (siehe Bild 83). Die Anwendung der Regressionsanalyse ermöglicht beispielsweise die Ermittlung von Referenzzuständen der einzelnen Parameter vor und nach der Verstärkung.

Alarmierungskonzept

In Bild 84 ist ein Alarmierungskonzept dargestellt, das bei der Überwachung der Verstärkungsmaßnahme eingesetzt werden kann. Bei der Messwertanalyse werden auf Grundlage der Messwer-

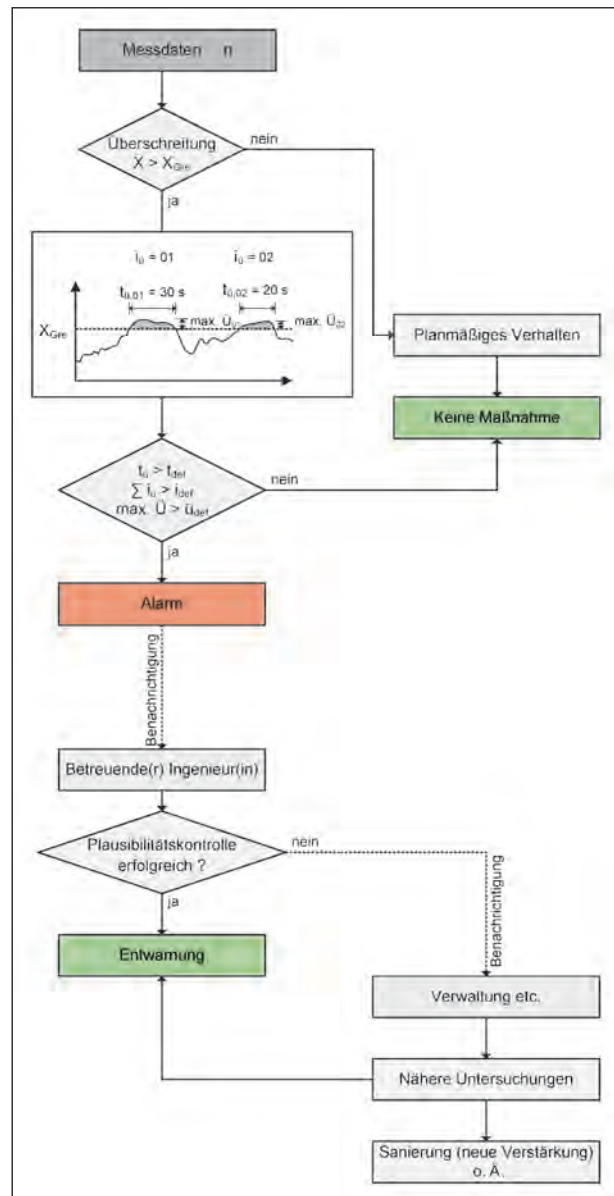


Bild 84: Alarmierungskonzept bei Überschreitung von Schwellwerten

te nach der Verstärkung Schwellwerte für signifikante Parameter definiert. Die aktuellen Messdaten werden kontinuierlich mit diesen Schwellwerten verglichen. Werden die definierten Schwellwerte nicht überschritten, kann von einer planmäßigen Funktionalität des Verstärkungsverfahrens ausgegangen werden. Falls ein Schwellwert überschritten wird, werden die in Kapitel 4 beschriebenen Kriterien überprüft. Kann ein Kriterium hierbei nicht eingehalten werden (z. B. bei einer mehrfachen oder anhaltenden Überschreitung), wechselt das System in den Alarmmodus. Dabei wird eine Mitteilung per E-Mail oder SMS an die(den) betreuende(n) Ingenieur(in) verschickt. Der Versand erfolgt über ein programmiertes Skript, welches die wesentlichen Ergebnisse in einem formatierten Text anzeigt. Eine mögliche Schadensmeldung sieht wie in Bild 85 dargestellt aus.

6.3.4 Belastungsversuche

Zusätzlich zur kontinuierlichen Messwerterfassung werden zwei Belastungsversuche unter vergleichbaren Randbedingungen mit einer definierten Last vor und nach der Verstärkung vorgenommen um die Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung zu bewerten. Für die Durchführung der

Brückenbauwerk:	Talbrücke Germinghausen
Schadensort:	F3-Weg-1-2
Schadenszeitpunkt:	17.04.2014 17:35:48
Schwellwertüberschreitung:	19 %
Dauer der Schwellwertü.:	01 s

Bild 85: Aufbau einer Schadensmeldung im Falle der Schwellwertüberschreitung

Belastungsversuche kommt ein 5-achsiger Lkw (2-achsige Sattelzugmaschine mit angehängtem 3-achsigen Tieflader) mit einem Gesamtgewicht von 39,3 t zum Einsatz (Bild 86). Da eine Vollsperrung der A 45 vermieden werden sollte, wurde lediglich der rechte Fahrstreifen in Fahrtrichtung Dortmund für die Zeit des Belastungsversuches gesperrt. Um definierte Reaktionen der einzelnen Messparameter sicherzustellen, wird zunächst ein Messprogramm mit statischer Lastanordnung durchgeführt. Dabei verharret das Belastungsfahrzeug in jeder Laststellung für einen bestimmten Zeitraum, sodass der Einfluss der anderen die Brücke überfahrenden Fahrzeuge aus den aufgezeichneten Messdaten herausgefiltert werden kann. Zudem werden die Messzeitpunkte so angepasst, dass keine weiteren Lkw die Brücke zum jeweiligen Messzeitpunkt überfahren.

Der Lkw wurde über den Stützen, über den drei Koppelfugen sowie in den Drittelpunkten der einzelnen Felder angeordnet. Die Laststellungen in den Drittelpunkten der Felder ergaben bei Auswertung der Einflusslinien in Brückenlängsrichtung annähernd maximale Schnittgrößen. Eine detaillierte Lastanordnung ist in Bild 88 dargestellt. Über

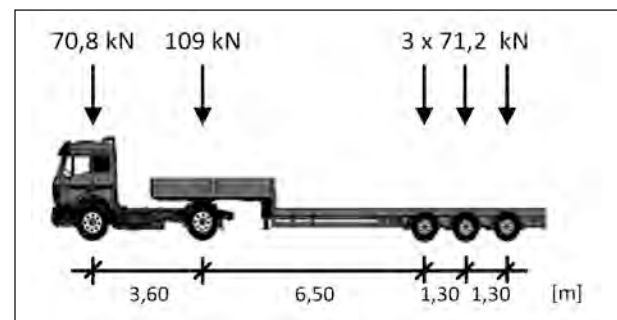


Bild 87: Achslasten und Achsabstände des Belastungsfahrzeugs



Bild 86: 5-achsiges Belastungsfahrzeug (Fotos)

den Stützen (Achsen 100, 200, 300, 400, 500, 600), in den Drittelpunkten der Felder und über der Koppelfuge 3 wurde jeweils die erste Achse als Belastungspunkt festgelegt. Über den Koppelfugen 1 und 2 wurden zusätzlich die zweite und vierte Achse, über dem Widerlager Dortmund (Achse 100) wurde zusätzlich die vierte Achse als Belastungspunkt gewählt.

Zusätzlich zu der statischen Lastanordnung wurden drei Überfahrten mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten (10, 35 und 50 km/h) realisiert. Mithilfe der Überfahrten lässt sich die tatsächliche Einflusslinie bestimmen und somit die Kontrolle der rechnerisch ermittelten Einflusslinie vornehmen. Darüber hinaus dienen sie der Funktionskontrolle der Sensorik und Reproduzierbarkeit der Messergebnisse.

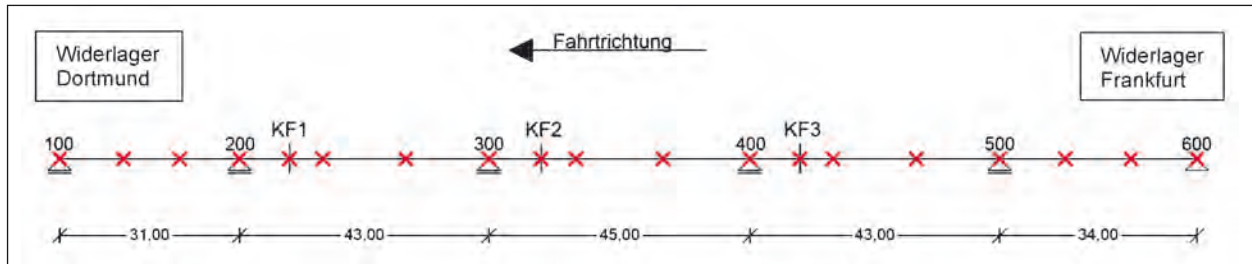


Bild 88: Laststellungen für den statischen Belastungsversuch

Laststellung	Vor Verstärkung (27.11.2013)		Nach Verstärkung (13.03.2014)	
	Zeitpunkt 1. Fahrt	Zeitpunkt 2. Fahrt	Zeitpunkt 1. Fahrt	Zeitpunkt 2. Fahrt
1 (Achse 600)	12:14:11	12:37:34	11:22:20	11:43:37
2	12:14:56	12:38:28	11:22:55	11:44:12
3	12:15:24	12:39:17	11:23:30	11:44:45
4 (Achse 500)	12:16:02	12:40:23	11:24:04	11:45:17
5	12:16:40	12:41:24	11:24:33	11:45:46
6	12:17:15	12:43:00	11:25:12	11:46:21
7	12:17:35	12:43:58	11:25:42	11:46:49
8 (Achse 400)	12:17:55	12:44:44	11:26:12	11:47:12
9	12:18:20	12:45:57	11:26:46	11:47:50
10	12:18:46	12:46:50	11:27:32	11:48:21
11-a	12:19:12	12:47:57	11:27:56	11:48:49
11-b	12:19:28	12:48:48	11:28:21	11:49:18
11-c	12:19:53	12:50:17	11:29:16	11:49:58
12 (Achse 300)	12:20:25	12:51:09	11:29:55	11:50:31
13	12:20:49	12:52:20	11:30:28	11:51:16
14	12:21:14	12:53:09	11:31:02	11:51:55
15-a	12:21:30	12:54:00	11:31:31	11:52:22
15-b	12:21:48	12:54:55	11:32:19	11:52:47
15-c	12:22:14	12:55:55	11:33:12	11:53:17
16 (Achse 200)	12:22:45	12:56:40	11:33:49	11:53:48
17	12:24:03	12:57:33	11:34:19	11:54:40
18	12:23:23	12:58:28	11:34:47	11:55:08
19a (Achse 100)	12:23:40	12:59:00	11:35:13	11:55:40
19b (Achse 100)	12:24:15	13:00:00	11:35:41	11:56:02

Tab. 10: Belastungsprogramm mit statischer Belastung

6.4 Messdatenauswertung

Die Dauerüberwachung der Talbrücke Germinghausen wurde im Rahmen der Pilotanwendung insgesamt über einen Zeitraum von 41 Wochen (vom 09.10.2013 bis zum 20.07.2014) durchgeführt. Das Vorspannen der zusätzlichen externen Spannglieder erfolgte nach Abschluss der erforderlichen Vorarbeiten (Herstellen der Spannglieddurchführungen, Betonieren der Querträgerverstärkungen usw.) an mehreren Tagen in der Zeit vom 16.12.2013 bis zum 18.12.2013 (51. KW 2013). Aufgrund des erarbeiteten Überwachungskonzeptes, welches auf der Auswertung von Messdaten innerhalb definierter Referenzzustände basiert, sowie der begrenzten Projektlaufzeit, wird der Messzeitraum für den Referenzzustand vor der Verstärkung vom 14.10.2013 bis zum 09.12.2013 (8 Wochen) und der Messzeitraum für den Referenzzustand nach der Verstärkung vom 20.01.2014 bis zum 14.04.2014 (12 Wochen) festgelegt. Die Messdatenauswertung erfolgt, nach Übermittlung der Messdaten von dem Messrechner an der Brücke zum Institutsrechner an der Universität Duisburg-Essen im Büro mit dem Programmsystem Matlab.

Insgesamt werden im Rahmen des Projektes bei der Messwertanalyse folgende vier Ziele verfolgt:

- (1) Bewertung der Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen,
- (2) Bewertung der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung,
- (3) Bewertung des Einflusses der externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen,
- (4) Überwachung der Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung.

Dabei stellt die Überwachung der (dauerhaften) Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung auf

Grundlage ermittelter Grenzwerte die maßgebende Aufgabe im Rahmen des Pilotprojektes dar. Ein wesentlicher Bestandteil ist hierbei die Festlegung geeigneter Grenzwerte, welche eine zuverlässige Detektion von Funktionsstörungen der Verstärkung ermöglichen sollen, ohne unnötige Fehlalarme aufgrund von Messwertschwankungen auszulösen. Aufgrund des großen Einflusses der Verkehrslasten (einzelne Fahrzeuggewichte bzw. Achslasten) und insbesondere der Temperaturbeanspruchung auf die Messwerte würden sich unter Verwendung der originalen Messdaten (Rohdaten) vergleichsweise hohe Grenzwerte ergeben. Anhand dieser ungünstigen Grenzwerte ließen sich Funktionsstörungen der Verstärkung, z. B. aufgrund einer nachlassenden Vorspannkraft der externen Vorspannung, nur unpräzise oder wesentlich zeitverzögert identifizieren. Vor diesem Hintergrund werden die Rohdaten jedes Sensors um die Anteile aus den Verkehrs- und Temperatureinflüssen reduziert.

6.4.1 Kompensation des Verkehrs- und Temperatureinflusses

Ein effektiver Ansatz zur Kompensation der Verkehrsbelastung ist die Mittelwertbestimmung der Messgröße innerhalb eines definierten Zeitintervalls (vgl. z. B. [PENK05], [SIHO14]). Zur Vermeidung von Phasenverschiebungen bei der Messdatenauswertung bezüglich des Temperatureinflusses wurde im Rahmen des Pilotprojektes ein Zeitintervall analog zur Temperaturerfassung von 15 Minuten festgelegt. Zunächst wurden offensichtliche Messwertausreißer (z. B. infolge einzelner Fehlmessungen), die das Ergebnis der Mittelwertbestimmung negativ beeinflussen, herausgefiltert. Daran anschließend wurde für jedes Zeitintervall der Mittelwert aus den Rohdaten ermittelt. Die Modifikation der Messdaten zur Kompensation des Verkehrseinflusses ist in Bild 89 exemplarisch für

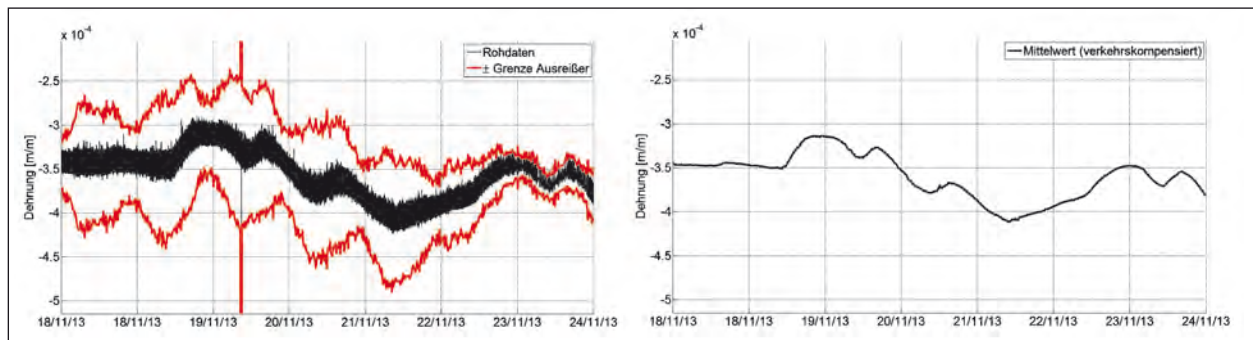


Bild 89: Modifikation der Rohdaten zur Kompensation des Verkehrseinflusses am Beispiel des Sensors K1-DMS-K3; links: Rohdaten mit Grenzen zur Ausreißerbestimmung, rechts: um den Verkehrsanteil reduzierte Messdaten (Mittelwert)

die Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) dargestellt.

Aufgrund der Komplexität der Temperaturbeanspruchung ist der Ansatz zur Temperaturkompensation im Vergleich zur Verkehrskompensation deutlich aufwendiger. Um den Temperatureinfluss möglichst realitätsnah zu erfassen, wird die Temperaturbeanspruchung in Anlehnung an die Anteile des Temperaturprofils nach DIN EN 1991-1-5 (Bild 90) in einen konstanten Anteil ΔT_u und einen linear veränderlichen Anteil ΔT_{Mz} aufgeteilt.

Die Ermittlung der konstanten und linear veränderlichen Temperaturanteile aus den Messdaten wird auf Grundlage der Temperatursensoren vorgenommen, die sich am oberen und unteren Rand des Stegs im Hohlkasten befinden (Sensoren F3-Temp-1 und F3-Temp-2). Bild 91 zeigt die so ermittelten Temperaturanteile für den Zeitraum vor und nach der Verstärkung.

Mithilfe einer multiplen linearen Regression der ermittelten Temperaturanteile lassen sich die Einflussfaktoren der Temperaturbeanspruchungen für jeden einzelnen Sensor bestimmen. Die Regressionsgleichung zur Bestimmung der Faktoren ergibt sich zu:

$$x = a + b \cdot \Delta T_u + c \cdot \Delta T_{My} \tag{21}$$

Das Bild 92 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer Regressionsanalyse für die Spannstahldehnungen

am Koppelanker der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) für den Zeitraum vor der Verstärkung.

Die mithilfe der multiplen linearen Regression ermittelten Faktoren zur Kompensation des Temperatureinflusses der einzelnen Sensoren sind in Tabelle 11 für die Referenzzustände vor und nach der Verstärkung zusammengefasst. Dabei sei angemerkt, dass die ermittelten Faktoren lediglich das Temperaturspektrum innerhalb des definierten Referenzzeitraums abbilden. Zur Optimierung der Temperaturkompensation, insbesondere im Hinblick auf die Bewertung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung, wäre die Ermittlung der Temperaturfaktoren über einen gesamten Jahreszyklus hinweg erstrebenswert.

Die Temperaturkompensation für den Messwert jedes Sensors lässt sich nun mithilfe der berechneten

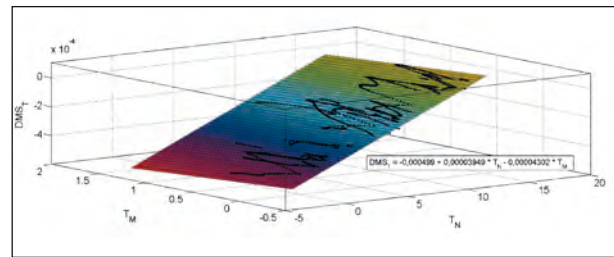


Bild 92: Multiple lineare Regressionsebene zur Berücksichtigung des konstanten und linearen Temperaturanteils für den Sensor K1-DMS-K3

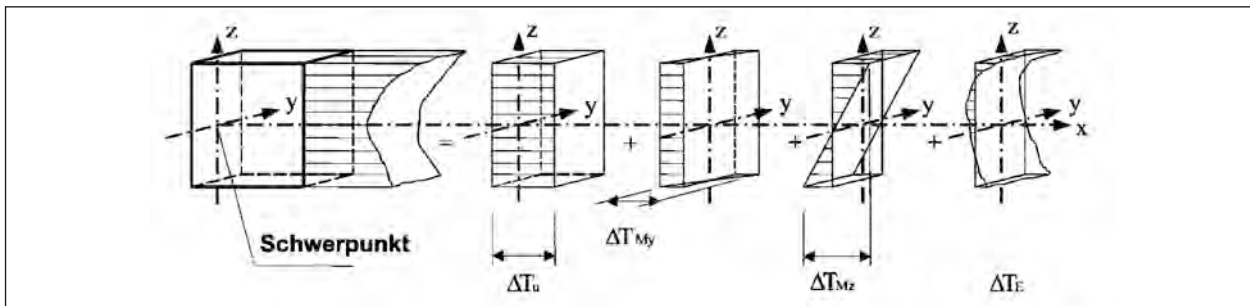


Bild 90: Anteile des Temperaturprofils nach DIN EN 1991-1-5

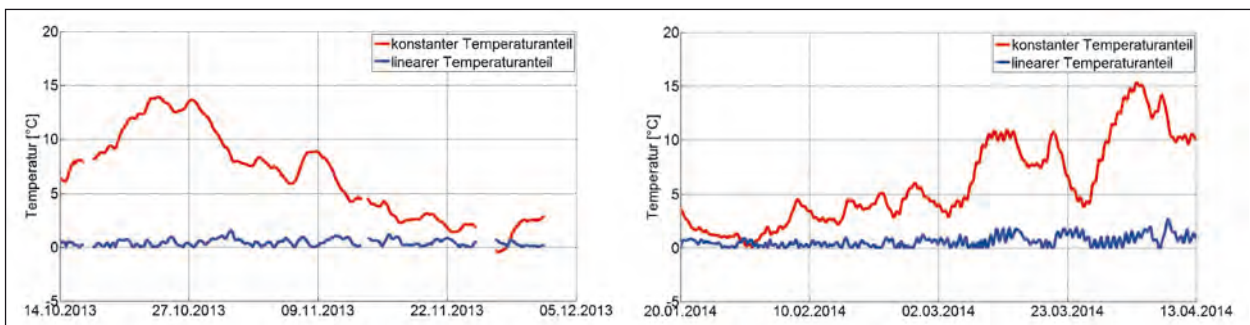


Bild 91: Verlauf der konstanten und linearen Temperaturanteile; links: vor der Verstärkung, rechts: nach der Verstärkung

Sensor	Zeitraum vor der Verstärkung			Zeitraum nach der Verstärkung		
	Konstante	Faktor für T_{konstant}	Faktor für T_{linear}	Konstante	Faktor für T_{konstant}	Faktor für T_{linear}
K1-DMS-K3	-0,000499	0,00003949	-0,0000430	-0,0006344	0,00004101	-0,00006207
K1-DMS-1-1	-0,000224	0,00001787	-0,0000137	-0,0002769	0,00001914	-0,00001823
K1-DMS-2-2	-0,0005442	0,00004492	-0,0000273	-0,0005862	0,00004832	-0,00003285
K1-Weg-1-1	-0,02531	0,0002369	-0,01248	-0,06108	0,0004185	-0,004599
K1-Weg-1-2	-0,007289	0,0005461	-0,0008558	-0,01556	0,0001113	-0,001043
K1-Weg-1-3	-0,01654	0,0005057	-0,001177	-0,02913	-0,0002755	-0,0001294
K1-Weg-2-1	-0,02533	0,00007659	0,0001793	-0,03208	0,0004385	0,0006846
K1-Weg-2-2	-0,02941	0,0002907	-0,0005985	-0,03547	-0,0000083	0,0003269
K2-DMS-K3	-0,0004171	0,00003436	-0,0000553	-0,0005323	0,00003734	-0,00004438
K2-Weg-1-3	-0,007377	0,000483	-0,0009483	-0,009763	0,0004335	-0,0007837
F3-Weg-1-1	-0,007807	0,0001333	-0,001391	-0,01321	0,0001433	-0,001354
F3-Weg-1-2	-0,0126	0,000342	-0,001423	-0,02595	0,0005596	-0,0007293
F3-Weg-1-3	-0,01654	0,0005057	-0,001177	-0,02913	-0,0002755	-0,0001294
F3-Weg-2-1	-0,003437	0,00004447	0,0002896	-0,0101	0,000166	0,0004757
F3-DMS-3	-0,0004426	0,00003637	-0,0000334	-0,0005171	0,00003979	-0,00003977

Tab. 11: Faktoren zur Temperaturkompensation für die Referenzzeiträume vor und nach der Verstärkung

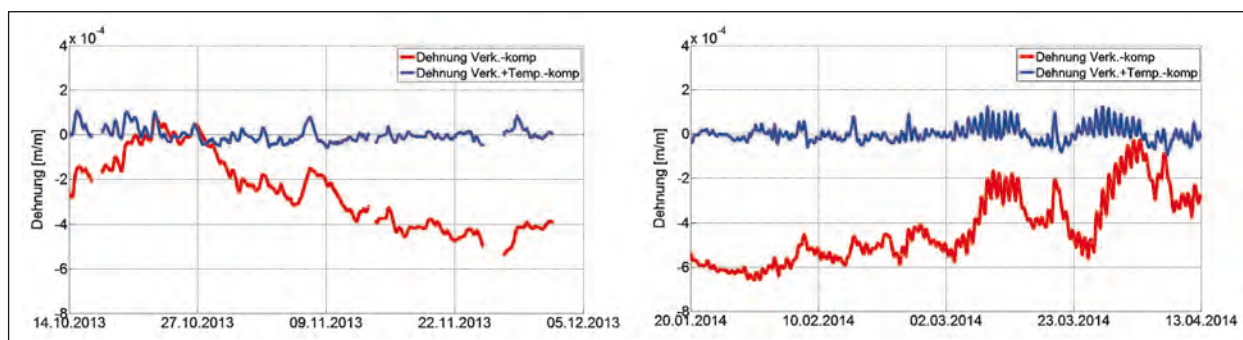


Bild 93: Verlauf der kompensierten Dehnungen für den Sensor K1-DMS-K3; links: vor der Verstärkung, rechts: nach der Verstärkung

ten Einflussfaktoren für den zu Grunde liegenden Bezugszeitraum ermitteln. Somit ergibt sich der vollständig kompensierte Messwert für jeden Zeitpunkt durch Subtraktion der Temperaturkompensation vom bereits verkehrskompensierten Messwert. Das Bild 93 zeigt beispielhaft die zeitlichen Verläufe der verkehrskompensierten Spannstahldehnungen (rote Kurve) sowie die Verläufe der verkehrs- und temperaturkompensierten Spannstahldehnungen (blaue Kurve) des Sensors K1-DMS-K3 für den Bezugszeitraum vor der Verstärkung (links) und nach der Verstärkung (rechts).

6.4.2 Belastungsversuche

Die Belastungsversuche dienen neben der Funktionskontrolle der Sensorik und der Validierung der Messergebnisse insbesondere der Bewertung des Einflusses der zusätzlichen externen Vorspannung anhand einer definierten Beanspruchung. Dazu werden die Ergebnisse der Belastungsversuche vor und nach der Verstärkung ausgewertet und miteinander verglichen. Die Dehnungen des jeweiligen Sensors wurden für die einzelnen Laststellungen des Belastungsfahrzeugs gemäß dem statischen Belastungsprogramm (siehe Kapitel 6.3.4) ausgewertet. Zur besseren Vergleichbarkeit der Dehnungen vor und nach der Verstärkung, wurden die Messwerte gleichermaßen nivelliert. Die Dehnun-

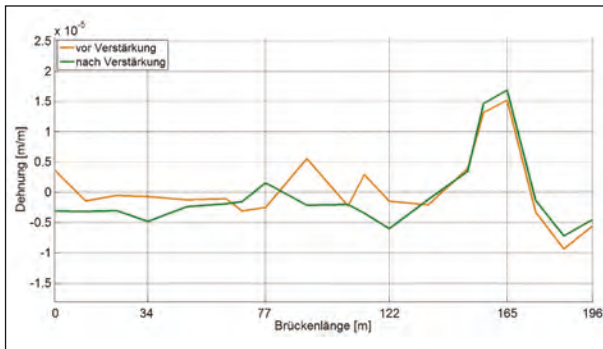


Bild 94: Spannstahldehnung für die Haltepunkte des Belastungsversuchs an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) während der Überfahrt vor und nach der Verstärkung

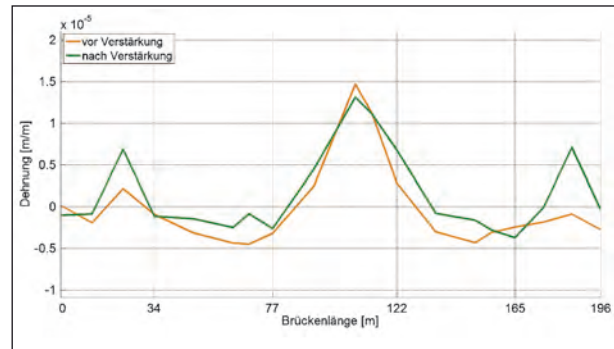


Bild 96: Stahllaschendehnung für die Haltepunkte des Belastungsversuchs in Feldmitte von Feld 3 (F3-DMS-3) während der Überfahrt vor und nach der Verstärkung

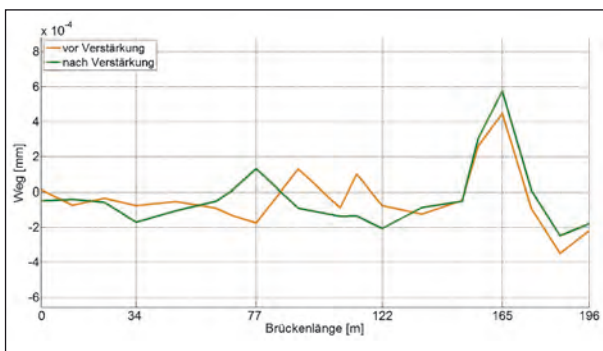


Bild 95: Längenänderung des Betons für die Haltepunkte des Belastungsversuchs an der Koppelfuge 1 (K1-Weg-1-2) während der Überfahrt vor und nach der Verstärkung

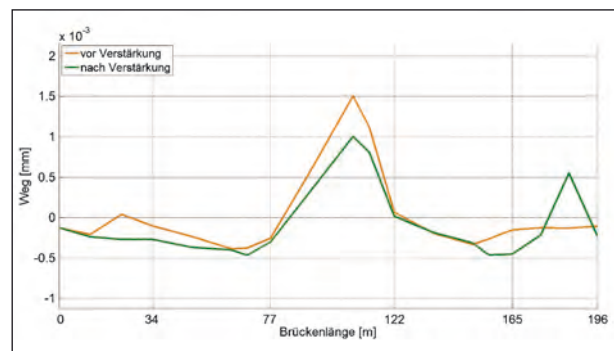


Bild 97: Längenänderung des Betons für die Haltepunkte des Belastungsversuchs in Feldmitte von Feld 3 (F3-Weg-1-3) während der Überfahrt vor und nach der Verstärkung

gen berechnen sich jeweils aus der Abweichungen zum Mittelwert, der aus allen Messdaten innerhalb des Zeitraums des Belastungsversuchs gebildet wurde. Bild 94 bis Bild 97 zeigen exemplarisch die Spannstahldehnung und die Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3, K1-Weg-1-2), sowie die Stahllaschendehnung und Längenänderung des Betons in Feldmitte von Feld 3 (F3-DMS-3, F3-Weg-1-3) für die einzelnen Haltepunkte des Belastungsfahrzeugs im Längssystem der Brücke vor und nach der Verstärkung.

Die Auswertungen der unterschiedlichen Sensoren zeigen einheitlich, dass die Dehnungen vor der Verstärkung im Vergleich zu den Dehnungen nach der Verstärkung an den Haltepunkten des Belastungsfahrzeugs stets sehr ähnlich sind. Insbesondere im direkten Einflussbereich des jeweiligen Sensors, also im Bereich der größten Dehnungszunahme, sind die Dehnungen vor der Verstärkung und nach der Verstärkung annähernd gleich groß. Somit lässt sich der Einfluss der externen Vorspannung anhand der Belastungsversuche auf der Grundlage des hier verfolgten Ansatzes nicht zielführend beurteilen.

6.4.3 Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen

Die Beurteilung der Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen erfolgt durch den Vergleich der Dehnung der Stahllasche mit der Dehnung des Betons unmittelbar neben der Stahllasche. Um den kurzfristigen Einfluss der Verkehrsbelastung auf die Dehnungen zu erfassen und somit die Wirksamkeit der Stahllasche beurteilen zu können, werden die Messdaten des Belastungsversuchs vor der Verstärkung für die Auswertung herangezogen. Im Folgenden sind die Dehnungsverläufe während der Überfahrt des Belastungsfahrzeugs gemäß dem statischen Belastungsprogramm mit den Haltepunkten in den Drittelspunkten der Felder (siehe Kapitel 6.3.4) exemplarisch für Stahllaschendehnungen und Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-1-1 und K1-Weg-1-2) und in Feldmitte von Feld 3 (F3-DMS-3 und F3-Weg-1-3) dargestellt.

Die Messdatenverläufe zeigen die Dehnungen des jeweiligen Sensors für die Brückenüberfahrt des Belastungsfahrzeugs. Befindet sich das Belas-

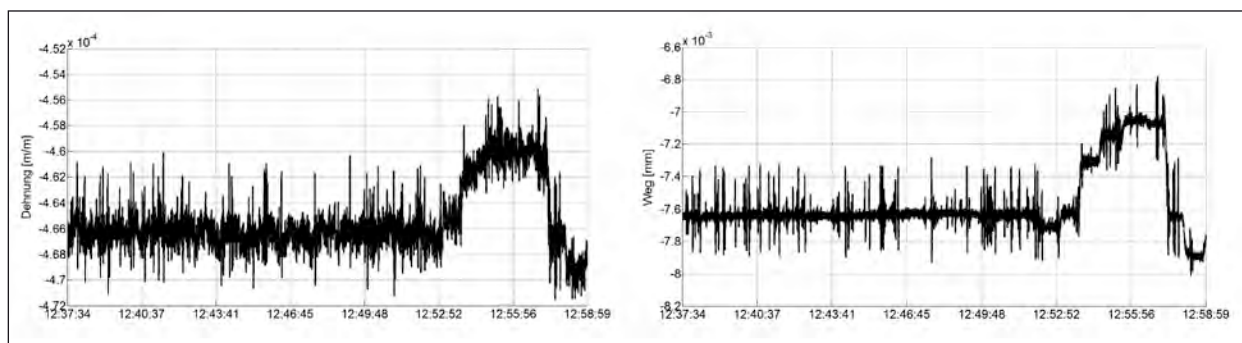


Bild 98: Verlauf der Stahllaschendehnung und Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 1 für den Belastungsversuch vor der Verstärkung; links Dehnungen der Stahllasche (K1-DMS-1-1), rechts: Längenänderung des Betons unmittelbar neben der Lasche (K1-Weg-1-2)

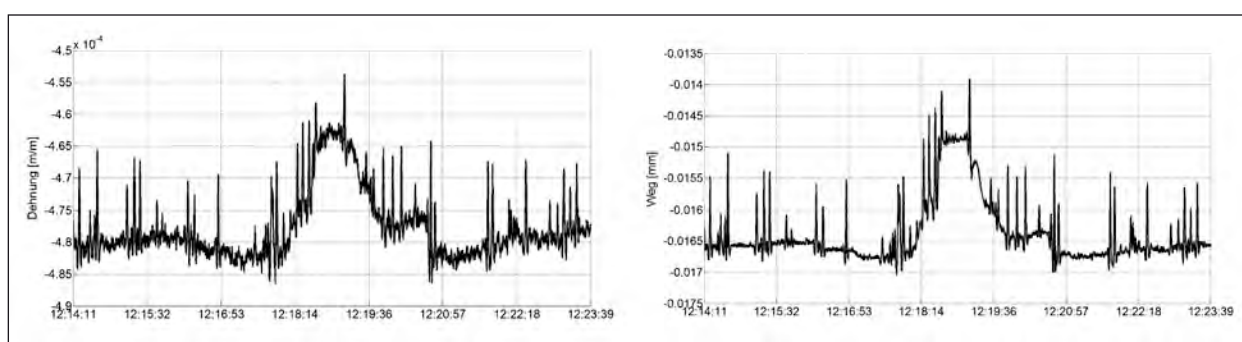


Bild 99: Verlauf der Stahllaschendehnung und Längenänderung des Betons in Feldmitte von Feld 3 für den Belastungsversuch vor der Verstärkung; links Dehnungen der Stahllasche (F3-DMS-3), rechts: Längenänderung des Betons unmittelbar neben der Lasche (F3-Weg-1-3)

tungsfahrzeug im Einflussbereich der jeweiligen Sensoren ist ein deutlicher und einheitlicher Anstieg der Stahldehnungen und Längenänderungen des Betons sowohl an der Koppelfuge (Bild 98) als auch in Feldmitte von Feld 3 (Bild 99) zu erkennen. Aufgrund dieser sehr affinen Verläufe benachbarter Stahldehnungen und Längenänderungen des Betons, lässt sich auf eine Mitwirkung der vorhandenen Stahllaschen bezüglich des Tragverhaltens der Brücke schließen.

6.4.4 Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung

Die Beurteilung der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung erfolgt im Rahmen des Projektes auf der Grundlage von zwei unterschiedlichen Ansätzen. Zum einen können die Auswirkungen der Verstärkung direkt anhand geeigneter Messgrößen zum Zeitpunkt des Vorspannens dargestellt werden (siehe Bild 100 und Bild 101). Die sechs zusätzlichen externen Spannglieder wurden an drei aufeinanderfolgenden Tagen, am 16.12.2013 um ca. 12:45 Uhr (V1), um ca. 16:00 Uhr (V2) und um ca. 18:00 Uhr (V3), am 17.12.2013 um ca.

10:15 Uhr (V4), sowie am 18.12.2013 um ca. 15:45 Uhr (V5) und um ca. 16:40 Uhr (V6) vorgespannt.

Zum anderen kann mithilfe der Regressionsanalyse zweier Messwerte jeweils ein Referenzzustand für den Zeitraum vor und nach der Verstärkung ermittelt werden (siehe Bild 102). Die Beurteilung der zusätzlichen Vorspannung erfolgt anschließend durch den Vergleich dieser Referenzzustände. Die Auswertung erfolgt exemplarisch anhand der Spannstahldehnungen an den Koppelstellen 1 und 2, der Längenänderungen des Betons im unteren Bereich des Steges in Feldmitte von Feld 3 sowie im Bereich der Koppelfuge 1 (Tabelle 12).

Bild 100 und Bild 101 zeigen den Verlauf der verkehrskompensierten Spannstahldehnungen bzw. Längenänderung des Betons zum Zeitpunkt des Vorspannens der zusätzlichen Spannglieder. Für die einzelnen sechs Vorspannvorgänge, die in den Diagrammen mit V1 bis V6 dargestellt sind, ist jeweils ein signifikanter Abfall der Dehnungen festzustellen. Die Auswertungen belegen, dass sich anhand der Messwertverläufe jeder einzelne Vorspannvorgang der Spannglieder identifizieren lässt.

Messparameter	Messort		Bezeichnung
	Längsschnitt	Querschnitt	
Spannstahlspannungen	Koppelfuge 1	auf dem Koppelanker	K1-DMS-K3
	Koppelfuge 2	auf dem Koppelanker	K2-DMS-K3
Längenänderungen des Betons	Feldmitte Feld 3	unterer Stegbereich	F3-Weg-1-2
	Koppelfuge 1 (über der Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	K1-Weg-1-2
	Koppelfuge 1 (im Abstand von 2,0 m zur Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	K1-Weg-2-1

Tab. 12: Messparameter zur Beurteilung der Wirksamkeit der externen Vorspannung

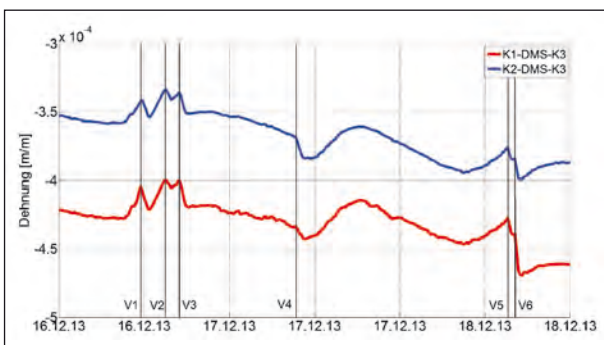


Bild 100: Verlauf der Spannstahldehnungen am Koppelanker 1 (K1-DMS-K3) und 2 (K2-DMS-K3) während des Vorspannens der sechs externen Spannglieder (V1-V6)



Bild 101: Verlauf der Längenänderung des Betons am unteren Bereich des Steges im Feld 3 (F3-Weg-1-2) während des Vorspannens der sechs externen Spannglieder (V1-V6)

Für die Regressionsanalyse werden die bereits definierten Messzeiträume für die Referenzzustände vor (8 Wochen) und nach (12 Wochen) der Verstärkung herangezogen. Die Auswertung erfolgt für die verkehrs- und temperaturkompensierten Messdaten und ist in Bild 102 exemplarisch für die Wechselwirkung zwischen der Längenänderung des Betons über der Koppelfuge (K1-Weg1-2) und der Längenänderung des Betons im Abstand von 2,0 m zur Koppelfuge (K1-Weg-2-1) dargestellt.

Die Auswertung der Regressionsanalyse der Längenänderungen des Betons im Bereich der Koppelfuge 1 ergibt eine relativ große Streuung der Messdaten sowohl vor als auch nach der Verstärkung. Im Vergleich der beiden Auswertungen ist der Streubereich der Längenänderung des Betons des Sensors K1-Weg-1-2 (horizontale Achse) nach der Verstärkung etwas gedrungener und geringfügig nach links verschoben. Als zuverlässigeres Beurteilungsmerkmal dient im Rahmen dieses Ansatzes die Steigung der Regressionsgeraden. Vor der Verstärkung weist die Regressionsgerade eine positive Steigung auf, wohingegen die Steigung der Geraden nach der Verstärkung negativ ist. Somit lässt sich anhand der Steigung der Regressionsgeraden der Unterschied und der Einfluss der zusätzlichen

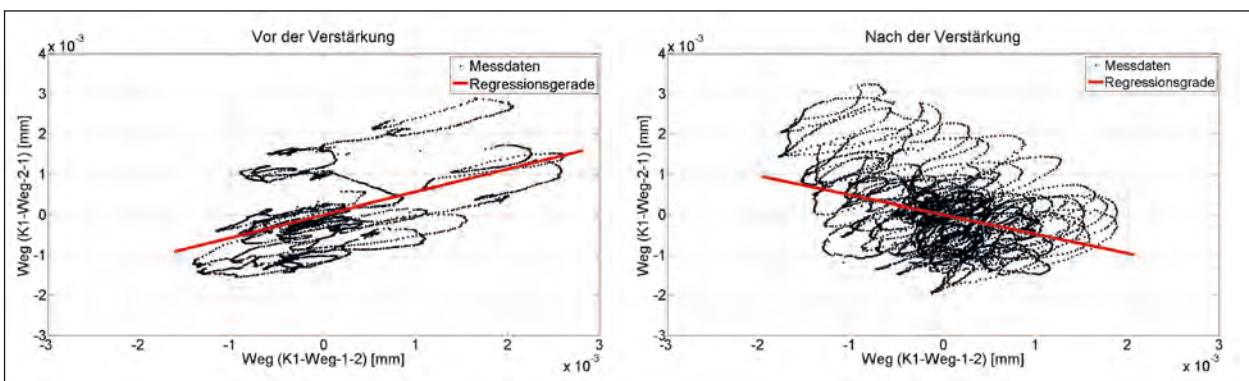


Bild 102: Vergleich der linearen Regression zwischen den Längenänderungen des Betons im Bereich der Koppelfuge 1 vor und nach der Verstärkung

externen Vorspannung zwischen den Messwerten vor und nach der Verstärkung eindeutig identifizieren.

Die Auswertungen belegen, dass beide Ansätze eine qualitative Bewertung der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung ermöglichen. Mithilfe der Auswertungen zum Zeitpunkt des Vorspannvorgangs lässt sich der Einfluss der externen Vorspannung an nahezu allen Sensoren bzw. Messparametern stichhaltig und mit geringem Aufwand identifizieren, ohne jedoch den langfristigen Einfluss der externen Vorspannung zu berücksichtigen. Bei der Regressionsanalyse ist die Beurteilung der Wirksamkeit und insbesondere die Auswahl geeigneter Messparameter bzw. Kombinationen von Messparametern deutlich komplexer. Die Auswertungen der Längenänderungen des Betons in Feldmitte von Feld 3 sowie der Spannstahlspannungen im Bereich der Koppelfuge 1 haben beispielsweise keine aussagekräftigen Ergebnisse geliefert (hier nicht dargestellt). In Abhängigkeit der zuvor definierten Messzeiträume für die Referenzzustände vor und nach der Verstärkung lassen sich längerfristige Auswirkungen der zusätzlichen Vorspannung qualitativ bewerten, ohne jedoch einzelne Vorspannzeitpunkte zu identifizieren.

6.4.5 Einfluss der externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahlflaschen

Die Beurteilung des Einflusses der externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahlflaschen erfolgt analog zur Beurteilung der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung (vgl. Kap. 6.4.4). Die Identifikation einzelner Vorspannvorgänge erfolgt zum einen über die Auswertung der verkehrskompensierten Dehnungsverläufe der Stahlflaschen, bei denen der Einfluss der Temperatur noch enthalten

ist. Die exemplarische Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Stahldehnungen im Bereich der Koppelfuge 1 (K1-DMS-1-1) in Bild 103 zeigt, dass sich die einzelnen Vorspannvorgänge (V1 bis V6) durch einen jeweiligen Abfall der Stahldehnungen belegen lassen. Auf Grundlage weiterer Auswertungen der Dehnungsverläufe an den Stahlflaschen (hier nicht dargestellt) lässt sich zusammenfassen, dass die Auswirkungen der zusätzlichen externen Vorspannung während des Spannvorgangs an allen Stahlflaschen, die im Rahmen des Pilotprojektes instrumentiert wurden, identifizierbar sind.

Der zweite Ansatz zur qualitativen Beurteilung des Einflusses der externen Vorspannung ist die Regressionsanalyse zwischen den Dehnungen der Stahlflasche und den Dehnungen des Betons unmittelbar neben der Stahlflasche jeweils für den Referenzzustand vor und nach der Verstärkung. In Bild 104 und Bild 105 sind die Auswertungen der linearen Regression exemplarisch für Stahldehnungen und Längenänderungen des Betons im Bereich der Koppelfuge 1 (K1-DMS-1-1 und K1-Weg-1-2) und in Feldmitte von Feld 3 (F3-DMS-3 und F3-Weg-1-3) dargestellt.

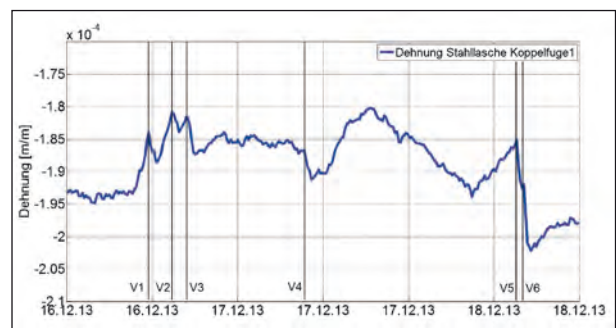


Bild 103: Verlauf der Stahlflaschendehnung über der Koppelfuge 1 (K1-DMS-1-1) während des Vorspanns der sechs Spannglieder (V1-V6); Temperatureinfluss enthalten

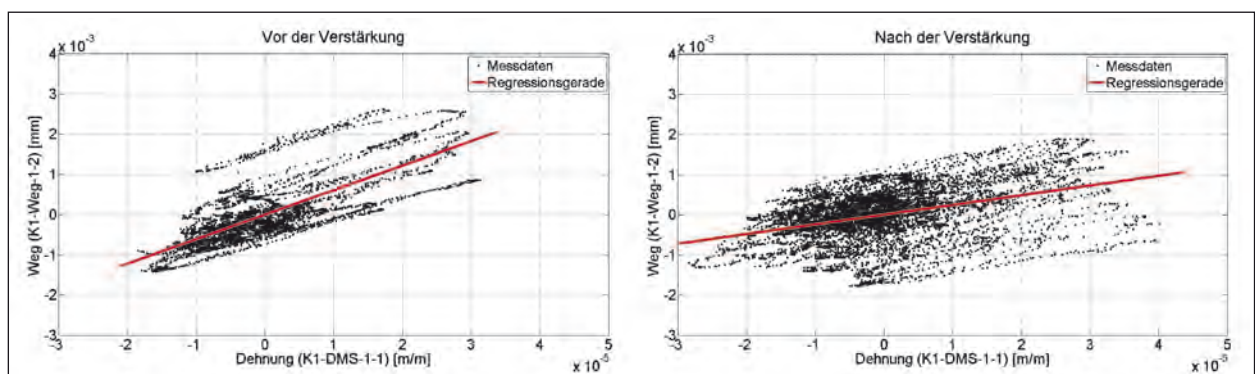


Bild 104: Vergleich der linearen Regression zwischen der Dehnung auf der Stahlflasche und der Längenänderung des Betons unmittelbar neben der Stahlflasche über der Koppelfuge 1 vor und nach der Verstärkung

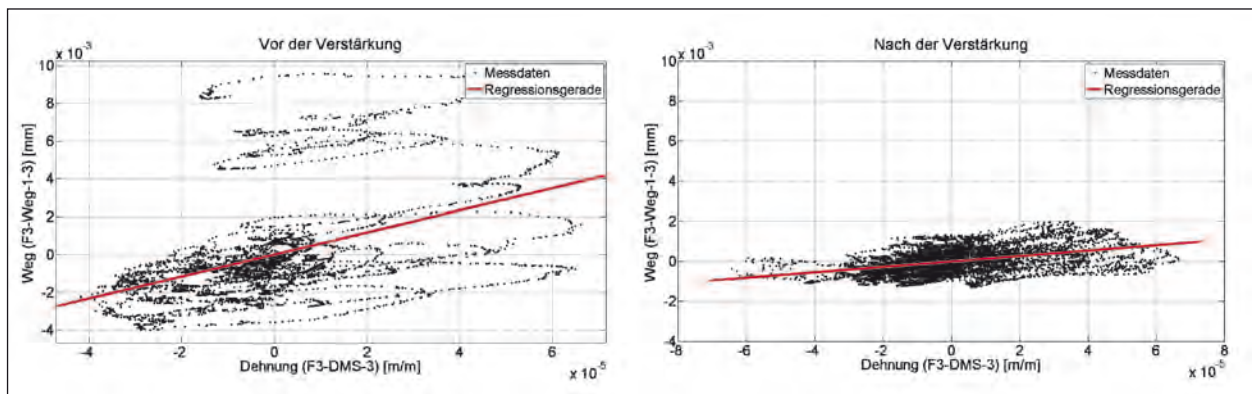


Bild 105: Vergleich der linearen Regression zwischen der Dehnung auf der Stahlflasche und der Längenänderung des Betons unmittelbar neben der Stahlflasche in Feldmitte von Feld 3 vor und nach der Verstärkung

Der Vergleich der Regressionsgeraden vor und nach der Verstärkung belegt für beide Auswertungen eine signifikante Abnahme der Geradensteigung für den Referenzzeitraum nach der Verstärkung. Der Einfluss der zusätzlichen externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahlflaschen kann somit zielführend anhand der linearen Regression der Stahldehnung und der Längenänderung des Betons für zwei Referenzzustände vor und nach der Verstärkung beurteilt werden.

Analog zum Kapitel 6.4.4 belegt die Auswertung der beiden Überwachungsansätze, dass sich der Einfluss der einzelnen Spannvorgänge auf die vorhandenen Stahlflaschen mithilfe der Stahldehnungen mit geringem Aufwand identifizieren lässt. Darüber hinaus ermöglicht die komplexere Regressionsanalyse für definierte Referenzzustände vor und nach der Verstärkung die qualitative Bewertung von längerfristigen Auswirkungen der externen Vorspannung, ohne jedoch einzelne Vorspannzeitpunkte identifizieren zu können.

6.4.6 Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung

Die Evaluierung des Überwachungskonzeptes zur Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung stellt die Hauptaufgabe im Rahmen des Pilotprojektes dar. In Tabelle 13 sind diejenigen Sensoren aufgeführt, die zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der zusätzlichen externen Vorspannung und zur Validierung der im Folgenden dargestellten Beurteilungsansätze zum Einsatz kommen.

Die Grundlage zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit bildet der definierte Referenzzeitraum nach

der Verstärkung. Für den Referenzzeitraum wird mithilfe der linearen Regression ein Prädiktionsintervall mit oberen und unteren Grenzwerten ermittelt. Treten im Verlauf der Überwachung Messdaten außerhalb dieser Grenzen auf, kann auf eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung geschlossen werden. Die zwei wesentlichen Randbedingungen zur Ermittlung des Prädiktionsintervalls sind die Größe des Messzeitraums, indem Messdaten aufgezeichnet werden und der somit als Referenzzustand dient, sowie der Ansatz zur Festlegung der Grenzwerte bzw. zur Festlegung eines Sicherheitsabstandes(-faktors) zwischen den aufgetretenen Extremwerten innerhalb des Referenzzeitraums und den zu definierenden Grenzwerten. Aufgrund der zeitlich begrenzten Projektlaufzeit wurde der Referenzzustand nach der Verstärkung, wie bereits zuvor beschrieben, auf 12 Wochen vom 20.01.2014 bis zum 14.04.2014 festgelegt. Zur Ermittlung der Grenzwerte wird zunächst für jeden betrachteten Sensor eine Regressionsgerade aus den verkehrs- und temperaturkompensierten Messwerten für den Referenzzeitraum berechnet. Darüber hinaus wird für jeden Messwert ein individueller Sicherheitsfaktor eingeführt, der den Abstand zwischen den bisher minimal und maximal aufgetretenen Messwerten und den festzulegenden Grenzen beschreibt. Dazu wird ein ingenieurmäßiger Ansatz auf der Grundlage eines 5%-Quantils der Wahrscheinlichkeitsfunktion der aufgetretenen Messwerte, in Analogie zum zuverlässigkeitsbasierten Bemessungskonzept für die charakteristischen Werte der Widerstände bzw. Baustofffestigkeiten, verfolgt. Es wird unterstellt, dass die im Referenzzeitraum aufgetretenen Messwerte das 95%-Quantil einer normalverteilten Dichtefunktion bezüglich der Referenzgerade abbilden.

Messparameter	Messort		Bezeichnung
	Längsschnitt	Querschnitt	
Spannstahlspannungen	Koppelfuge 1	auf dem Koppelanker	K1-DMS-K3
	Koppelfuge 2	auf dem Koppelanker	K2-DMS-K3
Längenänderungen des Betons	Koppelfuge 1 (über der Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	K1-Weg-1-2
	Koppelfuge 1 (über der Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben letzter Stahlasche	K1-Weg-1-3
	Koppelfuge 1 (im Abstand von 2,0 m zur Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	K1-Weg-2-1
	Koppelfuge 1 (im Abstand von 2,0 m zur Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben letzter Stahlasche	K1-Weg-2-1
	Koppelfuge 2 (über der Koppelfuge)	auf der Bodenplatte neben letzter Stahlasche	K2-Weg-1-3
	Feld 3 (Feldmitte)	unterer Stegbereich	F3-Weg-1-2
	Feld 3 (Feldmitte)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	F3-Weg-1-3
	Feld 3 (im Abstand von 2,0 m zur Feldmitte)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	F3-Weg-2-1

Tab. 13: Messparameter zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung

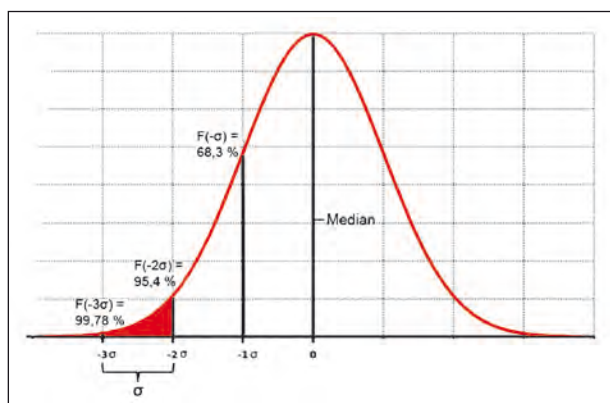


Bild 106: Dichtefunktion der Normalverteilung

Demnach wird der Bereich des 5%-Quantils als zulässige Überschreitung der bisher gemessenen Extremwerte definiert. Das 5%-Quantil ergibt sich dabei annähernd durch die 1,0-fache Standardabweichung bei einer Normalverteilung aus dem Intervall, in dem die Wahrscheinlichkeiten der den 5%-Quantilbereich definierenden Werte zwischen ca. 95,4 % und ca. 99,7 % liegen (siehe Bild 106). Der Sicherheitsabstand zwischen den bisher aufgetretenen Extremwerten und den zu definierenden Ober- und Untergrenzen wird somit auf den Wert der 1,0-fachen Standardabweichung bzgl. der Referenzgeraden festgelegt.

Im Folgenden werden zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung und zur Berechnung der Regressionsgeraden sowie der Grenzwerte zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt. Zum einen werden die Messwerte einzelner Sensoren

in Abhängigkeit der Zeit auf der Grundlage einer linearen Regression ausgewertet (i), zum anderen wird eine lineare Regression zwischen jeweils zwei unterschiedlichen Messgrößen (z. B. Spannstahldehnung und Längenänderung des Betons) vorgenommen (ii). Für beide Ansätze werden die bereits verkehrskompensierten Messwerte (Mittelwerte eines 15-Minuten-Messintervalls) verwendet. Darüber hinaus werden die Faktoren zur Kompensation der konstanten und linear veränderlichen Temperaturanteile für den Referenzzeitraum nach der Verstärkung durch lineare Regression (siehe Kapitel 6.4.1) ermittelt. Mithilfe dieser Temperaturfaktoren werden sowohl die Messwerte innerhalb des Referenzzustandes als auch die im Verlauf der Überwachung auftretenden Messwerte (Kapitel 6.5) reduziert.

Ansatz (i)

In Bild 107 bis Bild 109 sind exemplarisch die zeitlichen Verläufe für Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) sowie Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 2 (K2-Weg-1-3) und im Feld 3 (F3-Weg-1-2) zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung dargestellt. Die Diagramme enthalten die aufgezeichneten Messdaten innerhalb des Referenzzeitraums, die auf dieser Grundlage ermittelten Regressionsgeraden, sowie die definierten Ober- und Untergrenzen. Zur Bewertung der im Laufe des Monitorings auftretenden Messwerte werden die entsprechenden Re-

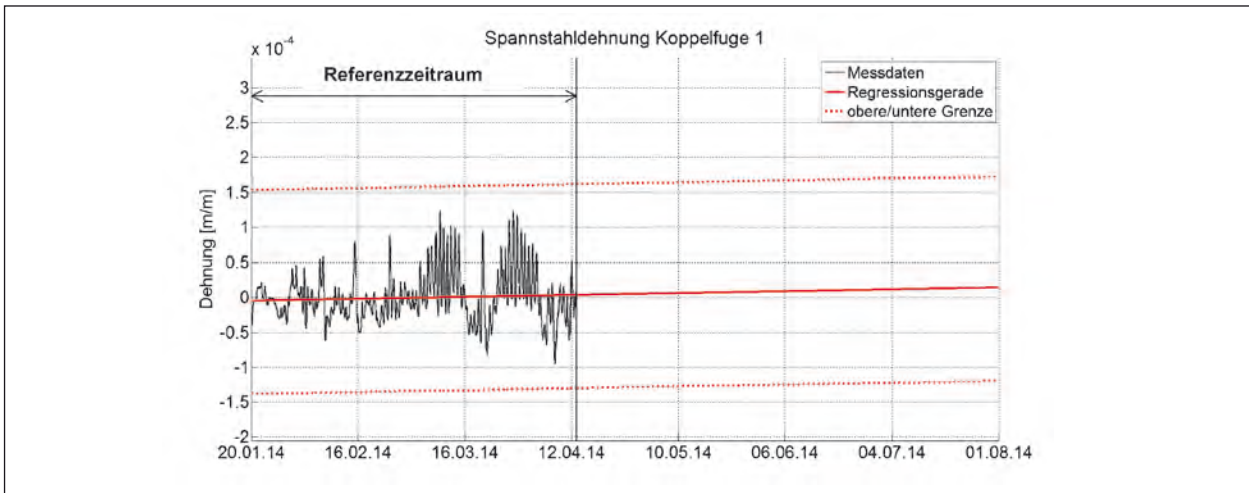


Bild 107: Grenzfunktionen für den zeitlichen Verlauf der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) im Referenzzeitraum

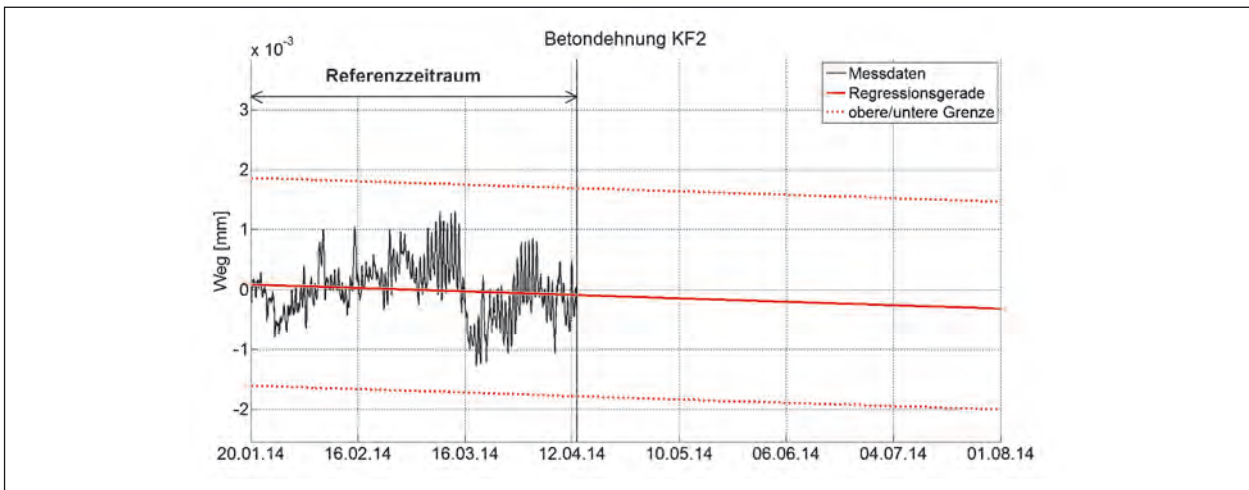


Bild 108: Grenzfunktionen für den zeitlichen Verlauf der Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 2 (K2-Weg-1-3) im Referenzzeitraum

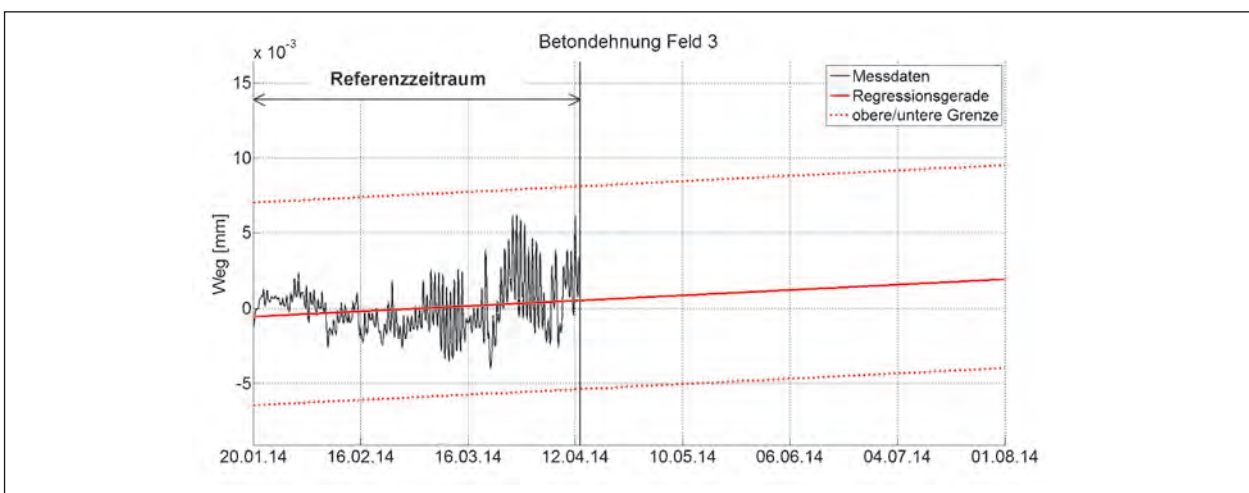


Bild 109: Regressionsgerade und Messwertebereich für den zeitlichen Verlauf der Längenänderung des Betons im Feld 3 (F3-Weg-1-2) im Referenzzeitraum

Sensor	Untere Grenzfunktion (in Abhängigkeit der Zeit [x_t])	Obere Grenzfunktion (in Abhängigkeit der Zeit [x_t])
K1-DMS-K3	$-0,07146 + 9,69601E-08 * x_t$	$-0,07117 + 9,69601E-08 * x_t$
K1-Weg-1-2	$6,11051 - 8,30920E-06 * x_t$	$6,11539 - 8,30920E-06 * x_t$
K1-Weg-1-3	$3,91313 - 5,32185E-06 * x_t$	$3,91717 - 5,32185E-06 * x_t$
K2-DMS-K3	$-0,10169 + 1,38043E-07 * x_t$	$-0,10120 + 1,38043E-07 * x_t$
K2-Weg-1-3	$1,52332 - 2,07298E-06 * x_t$	$1,52679 - 2,07298E-06 * x_t$
F3-Weg-1-2	$-9,47290 + 1,28687E-05 * x_t$	$-9,45941 + 1,28687E-05 * x_t$
F3-Weg-1-3	$5,12999 - 6,97567E-06 * x_t$	$5,13456 - 6,97567E-06 * x_t$

Tab. 14: Untere und obere Grenzfunktionen für die ausgewerteten Sensoren in Abhängigkeit der Zeit (Ansatz (i))

gressions- und Grenzgeraden auf den gesamten Messzeitraum ausgeweitet und definieren somit das Prädiktionsintervall.

In Tabelle 14 sind jeweils die Funktionen für die unteren und oberen Grenzfunktionen aller ausgewerteten Sensoren dargestellt. Da im Rahmen der Auswertungen die Matlab-spezifische serielle Datumzahl („serial time number“) zugrunde liegt, beziehen sich die Funktionswerte jeweils auf das Jahr „0“.

Ansatz (ii)

Im Unterschied zum Ansatz (i) werden beim Ansatz (ii) die Regressionsgeraden für die jeweilige Wechselbeziehung zwischen zwei unterschiedlichen Messparametern berechnet. Die Ermittlung der Regressionsgeraden sowie der Ober- und Untergren-

zen erfolgt analog zum Ansatz (i) auf Grundlage der Messdaten innerhalb des Referenzzeitraums. In Bild 110 bis Bild 112 sind die Auswertungen exemplarisch für die Wechselbeziehung zwischen der Längenänderung des Betons und der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 (K1-Weg-1-2 zu K1-DMS-K3), sowie zwischen zwei unterschiedlichen Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 2 (K1-Weg-2-1 zu K1-Weg-2-1) und im Feld 3 (F3-Weg-1-3 zu F3-Weg-2-1) dargestellt.

Neben den in den Diagrammen exemplarisch dargestellten Sensorkombinationen sind in Tabelle 15 die oberen und unteren Grenzfunktionen aller ausgewerteten Kombinationen zusammengefasst. Die angegebenen Funktionswerte beziehen sich auch hier, aufgrund der MATLAB spezifischen seriellen Datumzahl („serial time number“) auf das Jahr „0“.

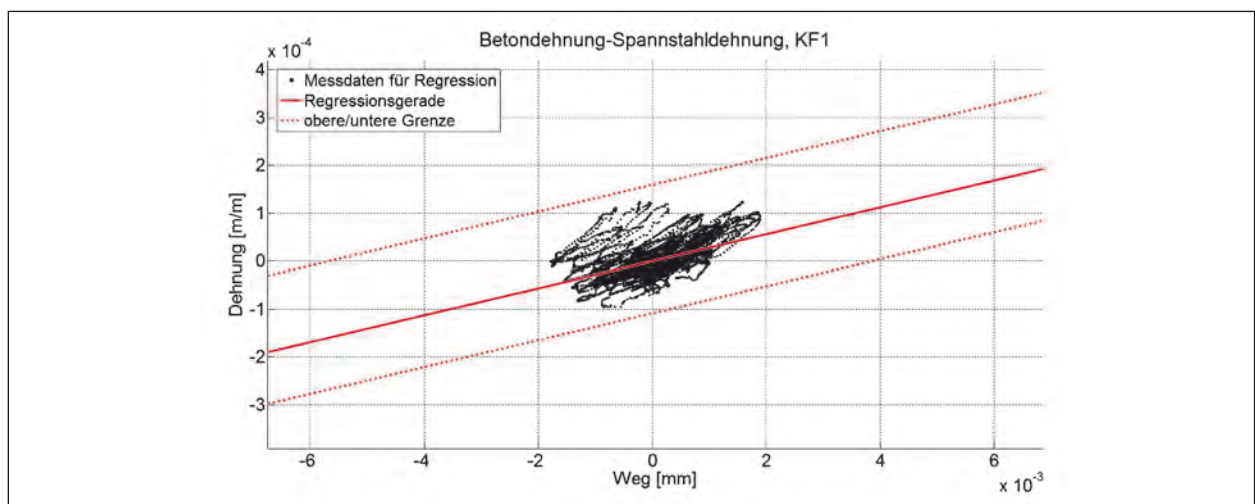


Bild 110: Grenzfunktionen für die Wechselbeziehung zwischen der Längenänderung des Betons (K1-Weg-1-2) und der Spannstahldehnung (K1-DMS-K3) an der Koppelfuge 1 im Referenzzeitraum

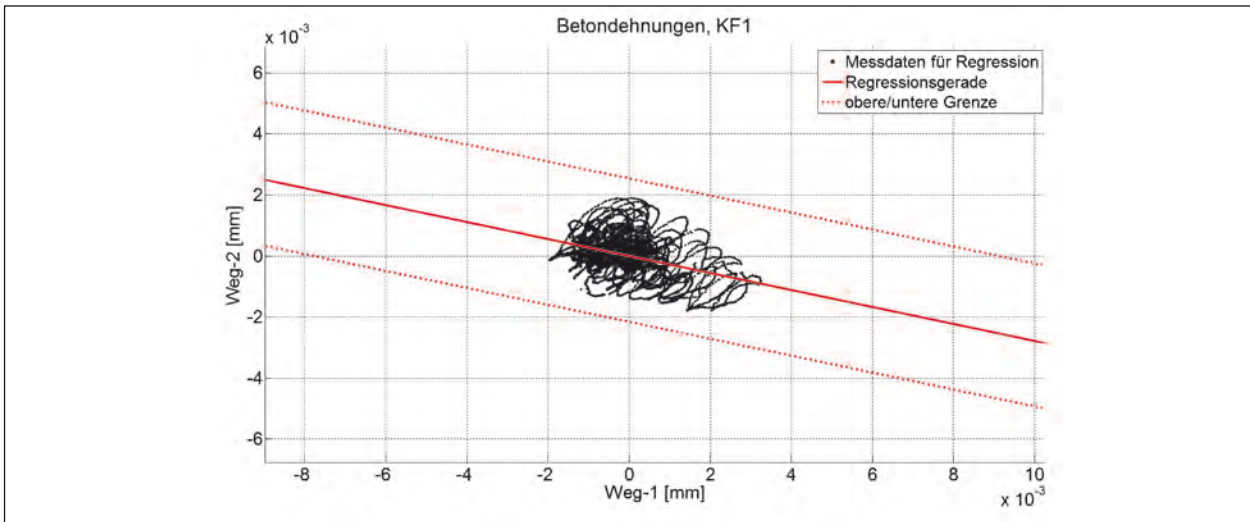


Bild 111: Grenzfunktionen für die Wechselbeziehung zwischen zwei Längenänderungen des Betons (K1-Weg-2-1 und K1-Weg-1-2) an der Koppelfuge 1 im Referenzzeitraum

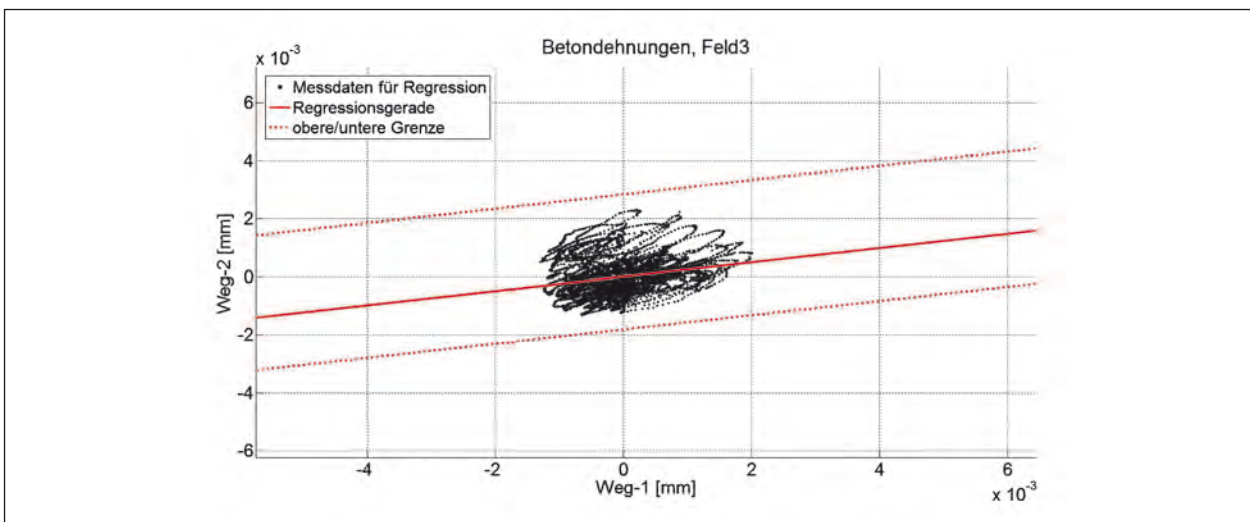


Bild 112: Grenzfunktionen für die Wechselbeziehung zwischen zwei Längenänderungen des Betons (F3-Weg-1-3 und F3-Weg-2-1) in Feldmitte von Feld 3 im Referenzzeitraum

Regressionsparameter		Untere Grenzfunktion (in Abhängigkeit des x-Wertes)	Obere Grenzfunktion (in Abhängigkeit des x-Wertes)
x-Achse	y-Achse		
K1-Weg-1-2	K1-DMS-K3	$0,02809 * x - 1,08372E-04$	$0,02809 * x + 1,59678E-04$
K1-Weg-2-1	K1-Weg-1-2	$-0,27769 * x - 0,00215$	$-0,27769 * x + 0,00254$
K1-Weg-1-3	K1-Weg-2-2	$-0,22587 * x - 9,73944E-04$	$-0,22587 * x + 0,00104$
K2-Weg-1-3	K2-DMS-K3	$0,03435 * x - 1,11138E-04$	$0,03435 * x + 3,50517E-04$
F3-Weg-1-3	F3-Weg-2-1	$0,24562 * x - 0,00180$	$0,24562 * x + 0,00284$

Tab. 15: Grenzfunktionen für die lineare Regression unterschiedlicher Messwertpaare

6.5 Überwachung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung

Zur Überwachung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung werden die im Verlauf des Monitorings auftretenden Messwerte („neue“ Messdaten) anhand der in Kapitel 6.4.6 definierten Grenzwerten bzw. Grenzfunktionen überprüft. Analog zu den Messdaten innerhalb des Referenzzeitraums wird der Verkehrs- und Temperatureinfluss für die neuen Messdaten ebenso berücksichtigt. Zur Kompensation der Temperaturanteile dienen die im Referenzzeitraum ermittelten Temperaturfaktoren. Dabei sei angemerkt, dass der Einfluss insbesondere von deutlich höheren Temperaturen im Vergleich zu den im Referenzzeitraum aufgetretenen Temperaturen nicht umfänglich berücksichtigt werden kann. Zur Optimierung der Temperaturkompensation erscheint eine Ermittlung der Korrekturfaktoren über einen gesamten Jahreszyklus zielführend. Im Folgenden werden die auftretenden Messdaten mithilfe der beiden in Kapitel 6.4.6 verfolgten Ansätze zur Definition der Grenzwerte bewertet.

Ansatz (i)

Bild 113 bis Bild 115 zeigen exemplarisch für ausgewählte Sensoren die Überwachung der im Verlauf des Monitoring aufgetretenen Messwerte („neue“ Messdaten) auf der Basis der im Referenzzeitraum ermittelten Ober- und Untergrenzen in Abhängigkeit der Zeit.

Die Darstellung der Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 (Bild 113) belegt, dass der Bereich der Dehnungen für die Messwerte nach dem Referenzzeitraum in Vergleich zu den Messwerten innerhalb des Referenzzeitraums etwas größer ist, insgesamt aber (nahezu) alle Messwerte noch

innerhalb der definierten Grenzen liegen. Eine einmalige Überschreitung des Grenzwertes, die als Ausreißer infolge einer Fehlmessung aufgetreten ist, konnte zudem zuverlässig identifiziert werden, sodass sich die Funktionsfähigkeit der Verstärkung auf Grundlage des dargestellten Sensors und der zugehörigen Grenzwerte für den untersuchten Messzeitraum zielführend beurteilen lässt.

Im Gegensatz dazu ergeben sich bei der Auswertung der Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 2 (Bild 114) und in Feldmitte von Feld 3 (Bild 115) zum Teil deutliche Überschreitungen der definierten Grenzen.

Aufgrund des Verlaufs der Messwerte sowie des Vergleichs mit anderen Messparametern, bei denen keine Überschreitungen der Grenzwerte auftraten (z. B. der Verlauf der Spannstahldehnungen), kann auf Grundlage der vorliegenden Grenzwertüberschreitung nicht unmittelbar auf eine Funktionsstörung der Vorspannung geschlossen werden. Es ist anzunehmen, dass die deutlich höheren Temperaturen in den Sommermonaten einen erheblichen Einfluss auf die Messdaten nach dem Referenzzeitraum haben und zur Überschreitung der Grenzwerte führen. Zur Verifizierung dieser Annahme wird der Referenzzeitraum auf 21 Wochen (vom 20.01.2014 bis 16.06.2014) ausgeweitet, um ein größeres Temperaturspektrum erfassen zu können. Für den erweiterten Referenzzeitraum werden analog zu Kapitel 6.4.1 die Faktoren für den konstanten und linearen Temperaturanteil neu berechnet und die Messwerte entsprechend abgemindert. Darauf aufbauend wird analog zu Kapitel 6.4.6 die Regressionsgerade ermittelt und die oberen und unteren Grenzwerte neu definiert. Bild 116 und Bild 117 zeigen die zeitlichen Verläufe der Längenänderungen des Betons für den ausgeweiteten Referenzzeitraum.

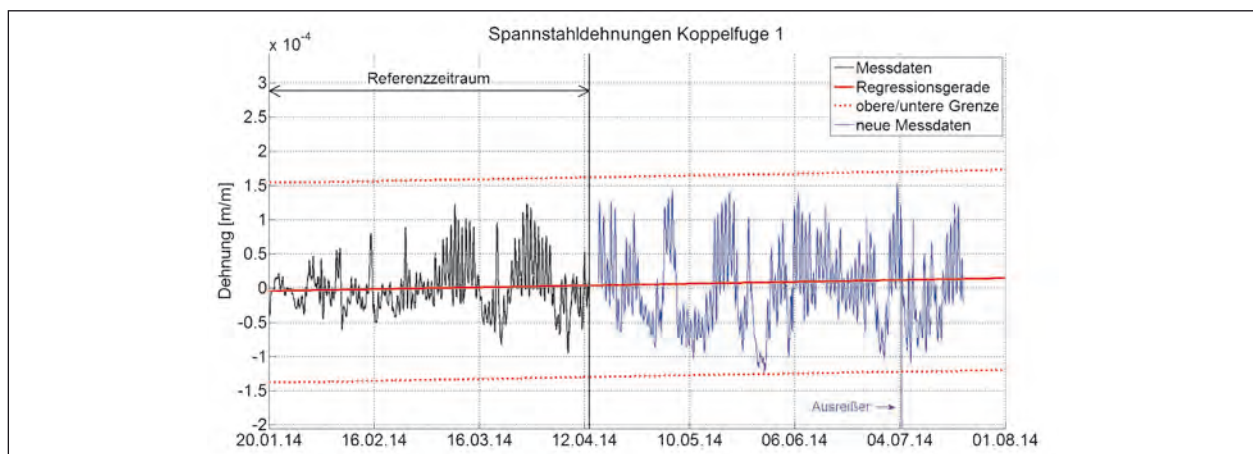


Bild 113: Überwachung der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) im zeitlichen Verlauf

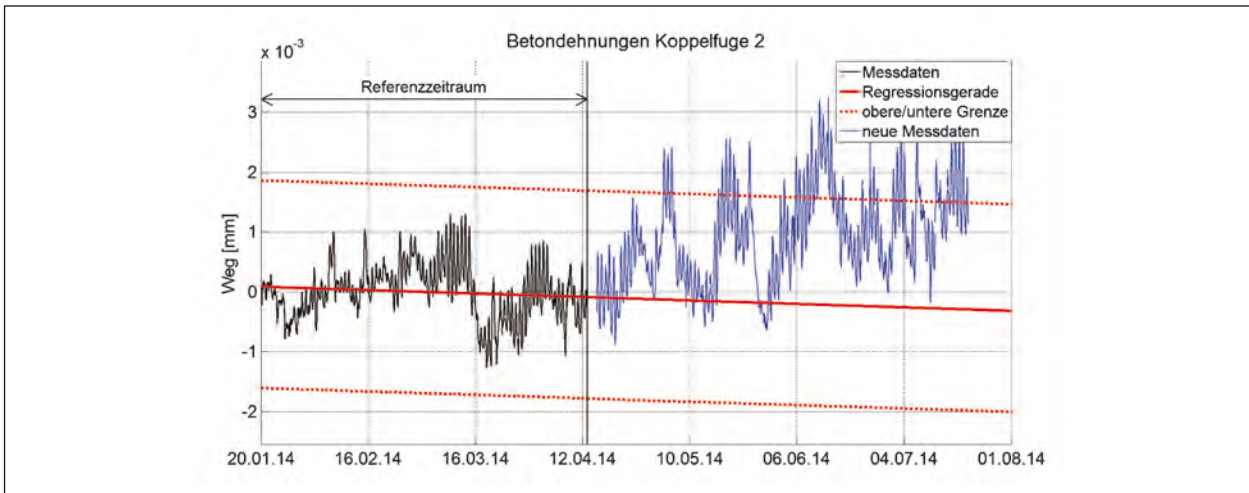


Bild 114: Überwachung der Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 2 (K2-Weg-1-3) im zeitlichen Verlauf

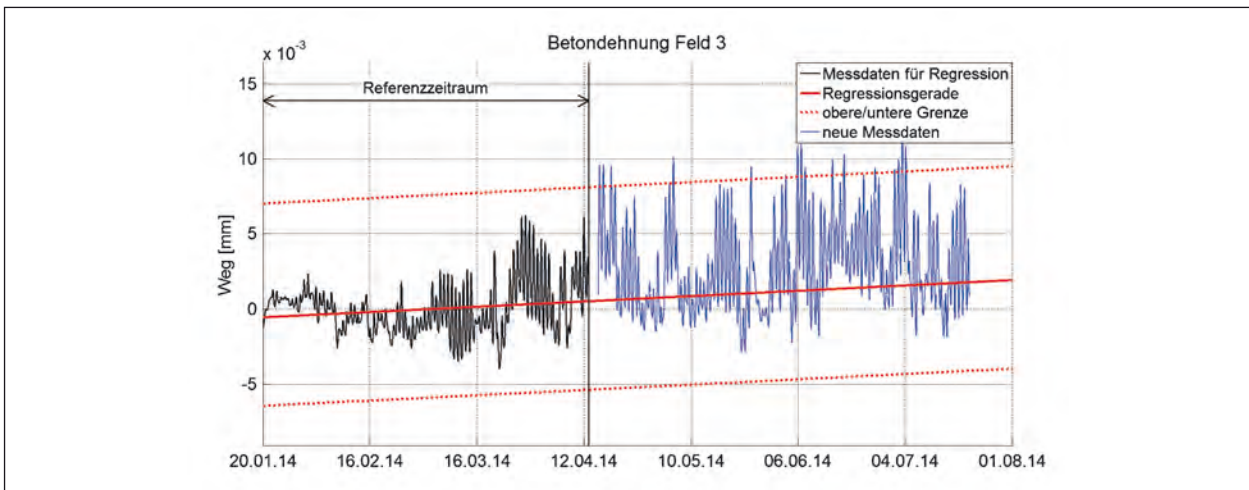


Bild 115: Überwachung der Längenänderung des Betons im Feld 3 (F3-Weg-1-2) im zeitlichen Verlauf

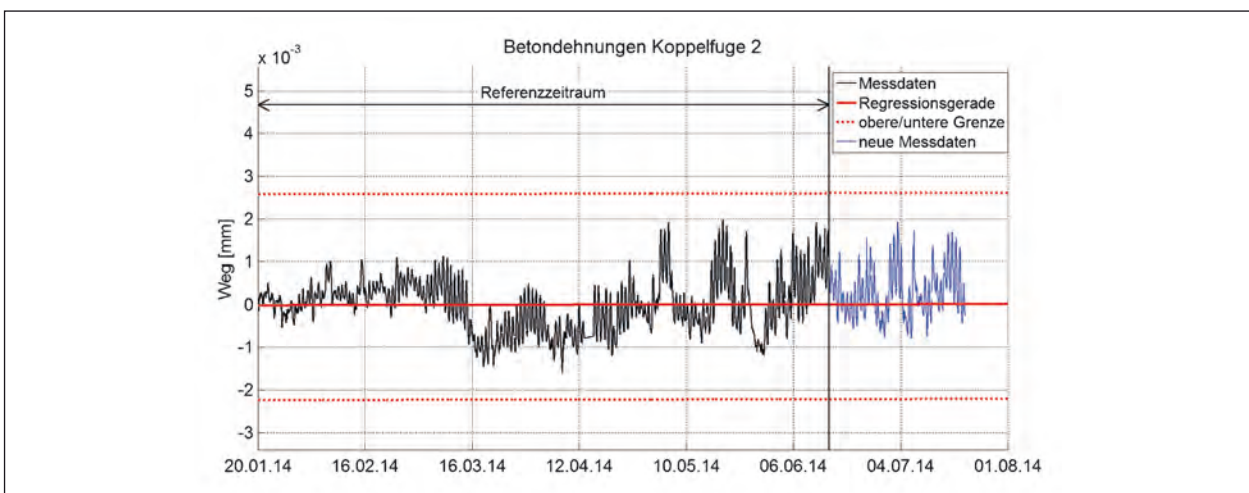


Bild 116: Überwachung der Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 2 (K2-Weg-1-3) im zeitlichen Verlauf für den erweiterten Referenzzeitraum

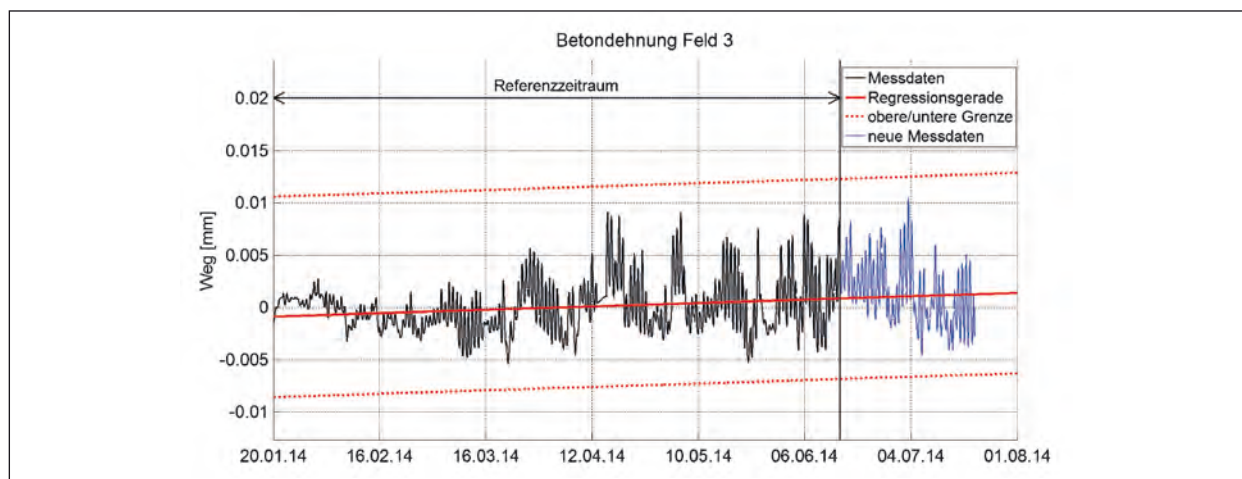


Bild 117: Überwachung der Längenänderung des Betons im Feld 3 (F3-Weg-1-2) im zeitlichen Verlauf für den erweiterten Referenzzeitraum

Für den erweiterten Referenzzeitraum liegen alle Messwerte für die beiden exemplarisch ausgewerteten Sensoren deutlich innerhalb der definierten Grenzen. Darüber hinaus zeigt sich im Gegensatz zur Auswertung auf der Basis des kürzeren Referenzzeitraums, dass der Bereich der Längenänderungen des Betons für die Messwerte innerhalb des Referenzzeitraums im Vergleich zu den neuen Messwerten annähernd gleich ist. Die Auswertungen belegen, dass sich unter Berücksichtigung eines ausreichend breiten Temperaturspektrums die Funktionsfähigkeit der Verstärkung auf Grundlage des dargestellten Ansatzes für die ausgewerteten Sensoren und den untersuchten Messzeitraum zielführend beurteilen lässt.

Alternativ zur Vergrößerung des Referenzzeitraums wäre zunächst auch eine Erweiterung des zulässigen Bereichs durch die Verschiebung der oberen und unteren Grenzen für den ursprünglichen Referenzzeitraum denkbar. Um sicherzustellen, dass analog zum vergrößerten Referenzzeitraum alle Messwerte innerhalb der Grenzen liegen, müsste jedoch der Abstand zwischen den maximal und minimal aufgetretenen Messwerten und den neuen Grenzen das ca. 3-fache der Standardabweichung betragen. Dies würde in etwa eine Verdopplung des zulässigen Wertebereichs darstellen, sodass eine Verschiebung der Grenzen unter Beibehaltung des ursprünglichen (kürzeren) Referenzzeitraums nicht zielführend erscheint.

Ansatz (ii)

Die Diagramme in Bild 118 bis Bild 122 stellen die Überwachung der im Verlauf des Monitoring aufge-

tretenen Messwerte („neue“ Messdaten) auf der Basis der im Referenzzeitraum ermittelten Ober- und Untergrenzen in Abhängigkeit einer linearen Regression zwischen jeweils zwei unterschiedlichen Messgrößen dar. Exemplarisch wurden dazu die Wechselbeziehung zwischen Spannstahldehnungen und Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 (Bild 118) sowie zweier unterschiedlicher Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 (Bild 119) und im Feld 3 (Bild 120) aufbereitet.

Die Auswertungen zeigen, dass zwar der Bereich der Längenänderung des Betons für die neuen Messwerte im Vergleich zu den Messwerten im Referenzzeitraum geringfügig größer ist, jedoch alle auftretenden Messwerte innerhalb der definierten Grenzen liegen. Die Funktionsfähigkeit der Verstärkung lässt sich somit auf Grundlage der dargestellten Sensorkombination und der zugehörigen Grenzwerte für den untersuchten Messzeitraum zielführend beurteilen.

Für die Auswertungen der Längenänderungen des Betons im Bereich der Koppelfuge 1 (Bild 119) und im Feld 3 (Bild 120) ergeben sich hingegen teilweise Überschreitungen der definierten Grenzen. Darüber hinaus ist die Streuung der „neuen“ Messdaten im Vergleich zu den Messdaten für die Regression deutlich größer.

In Analogie zum Vorgehen für den Ansatz (i) wird auch für den hier vorliegenden Ansatz (ii) (Regressionsanalyse zweier Messparameter) der zugrunde liegende Referenzzeitraum auf 21 Wochen ausgeweitet, um den Einfluss der Temperatur auf die Messwerte umfänglicher berücksichtigen zu

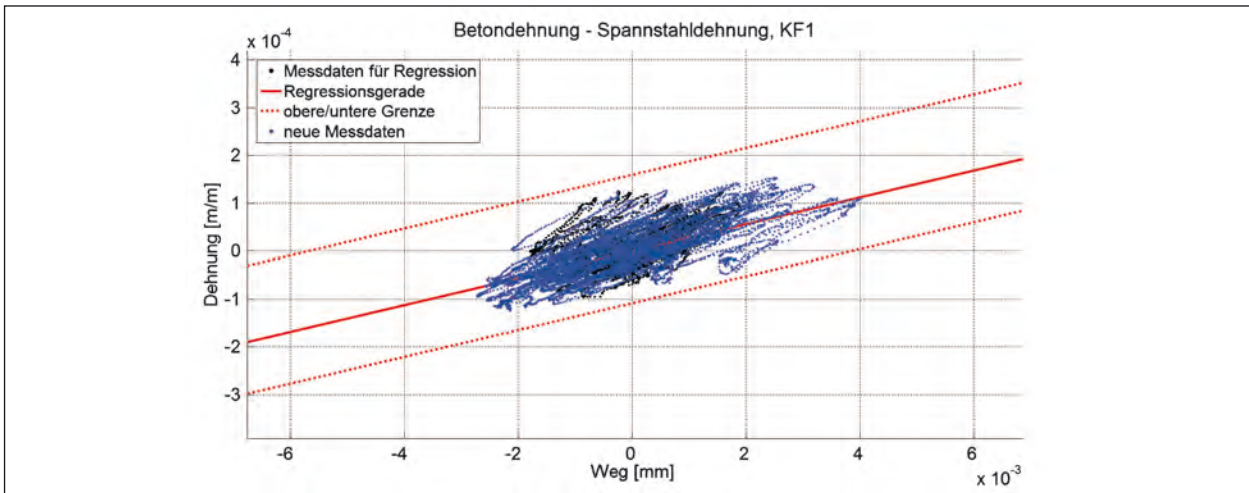


Bild 118: Überwachung der Wechselbeziehung zwischen der Längenänderung des Betons (K1-Weg-1-2) und der Spannstahldehnung (K1-DMS-K3) an der Koppelfuge 1

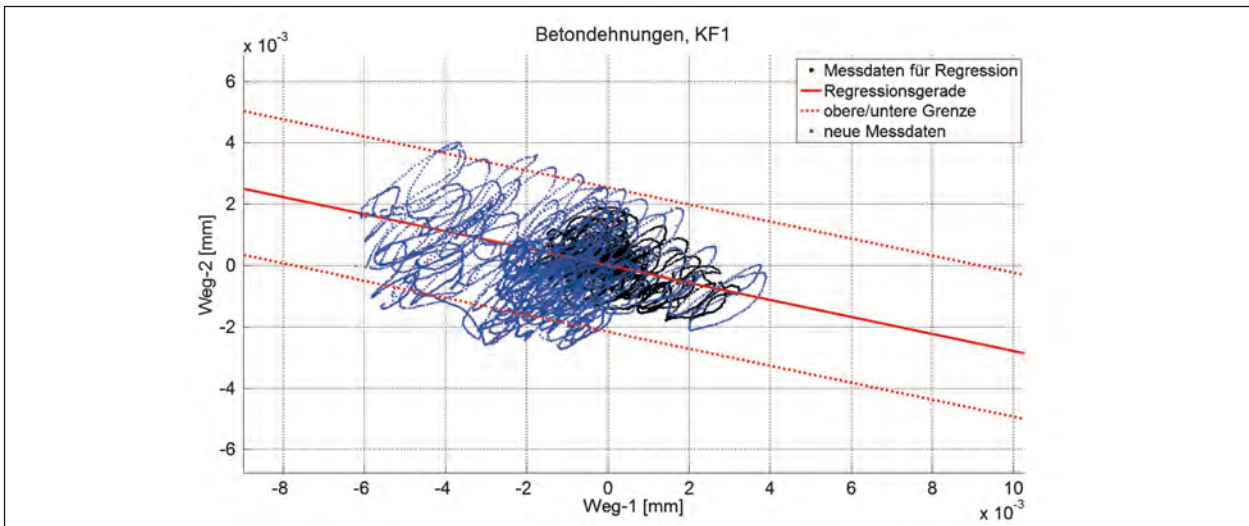


Bild 119: Überwachung der Wechselbeziehung zwischen zwei Längenänderungen des Betons (K1-Weg-2-1 und K1-Weg-1-2) an der Koppelfuge 1

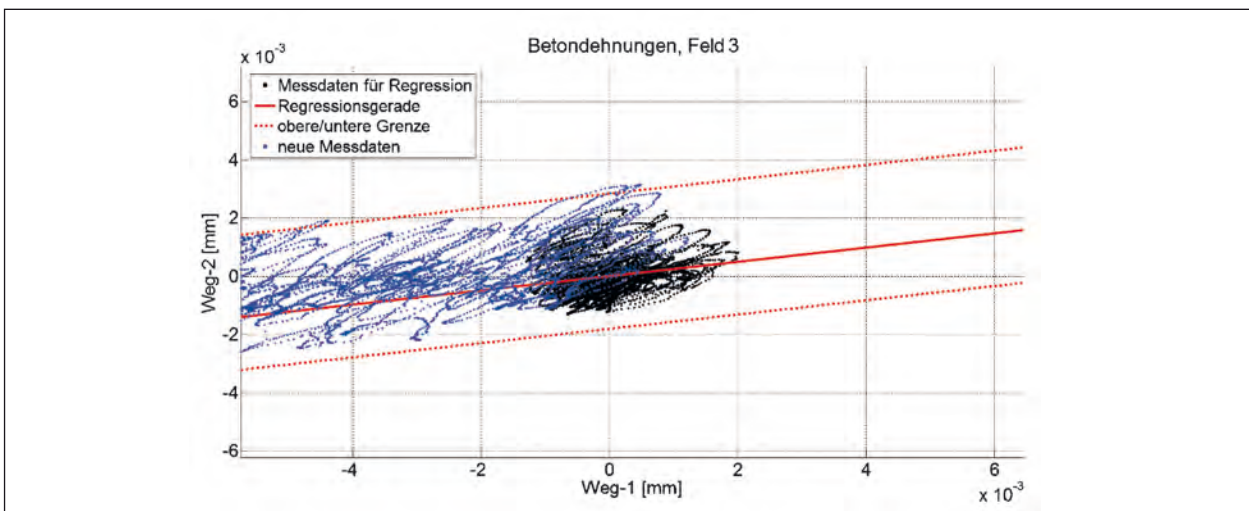


Bild 120: Überwachung der Wechselbeziehung zwischen zwei Längenänderungen des Betons (F3-Weg-1-3 und F3-Weg-2-1) im Feld 3

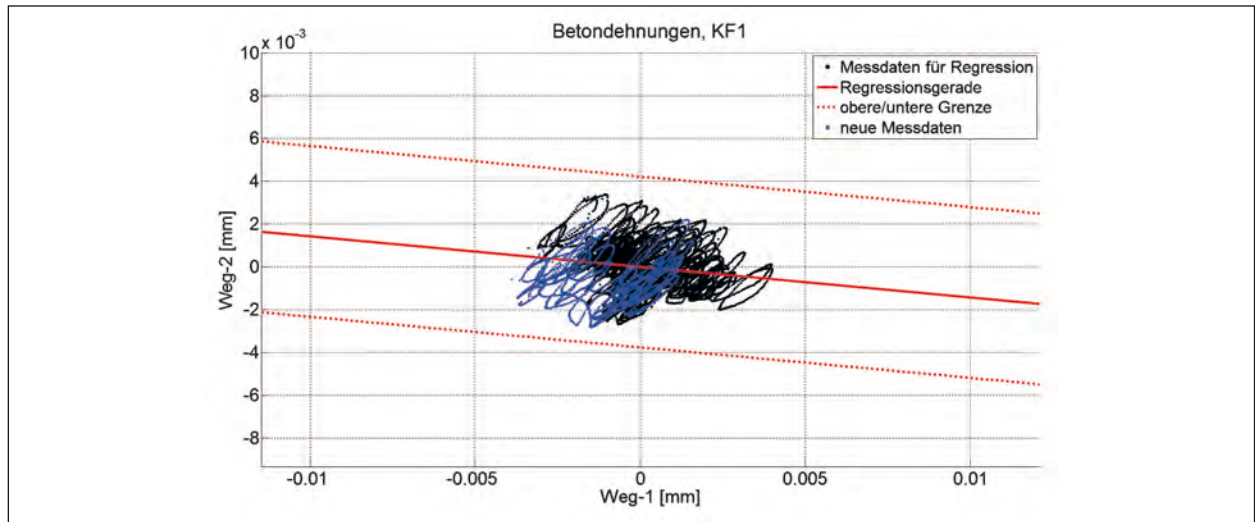


Bild 121: Überwachung der Wechselbeziehung zwischen zwei Längenänderungen des Betons (K1-Weg-2-1 und K1-Weg-1-2) an der Koppelfuge 1 für den erweiterten Referenzzeitraum

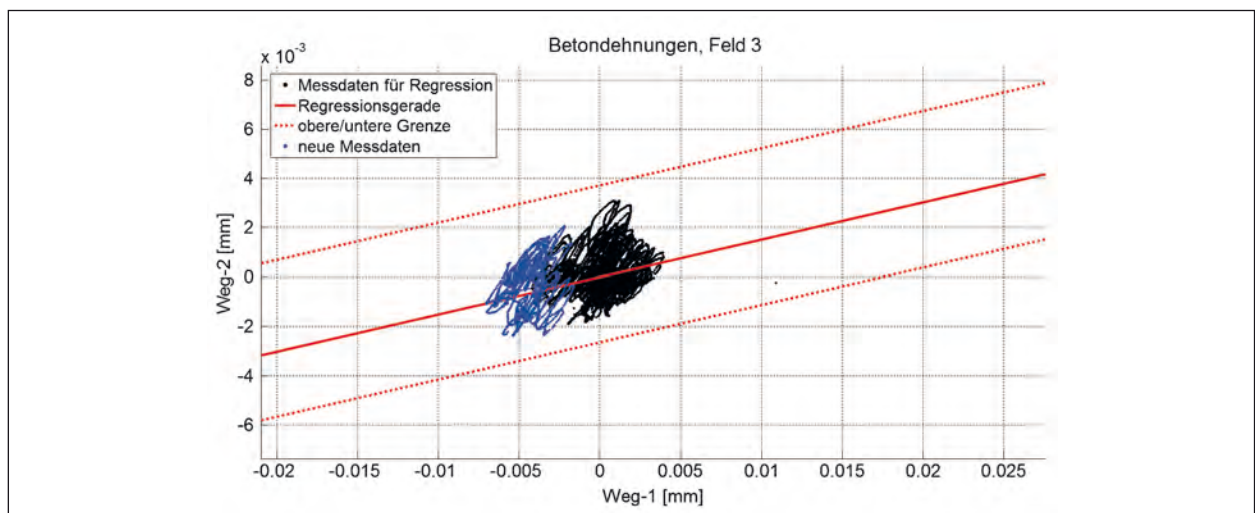


Bild 122: Überwachung der Wechselbeziehung zwischen zwei Längenänderungen des Betons (F3-Weg-1-3 und F3-Weg-2-1) im Feld 3 für den erweiterten Referenzzeitraum

können. Nach der Ermittlung der neuen Temperaturfaktoren zur Reduzierung der Messwerte werden die Regressionsgeraden und die zugehörigen Grenzfunktionen für den erweiterten Referenzzeitraum berechnet. Die Ermittlung der Regressionsgeraden und Grenzfunktionen erfolgt dabei analog zum Vorgehen in Kapitel 6.4.6.

In Bild 121 und Bild 122 ist die Beurteilung der Funktionsfähigkeit für den erweiterten Referenzzustand exemplarisch dargestellt. Die Diagramme belegen, dass auf der Grundlage eines erweiterten Referenzzustandes alle Messwerte deutlich innerhalb der definierten Grenzen liegen. Zudem ist der Abstand zwischen den minimal und maximal aufgetretenen Messwerten und den definierten Grenzen für die neuen Messwerte im Vergleich zu den Mess-

werten innerhalb des Referenzzeitraums nahezu identisch. Die Funktionsfähigkeit der Verstärkung lässt sich somit auf Grundlage des vorgestellten Ansatzes für den untersuchten Messzeitraum ziel führend beurteilen.

6.6 Beurteilung des Überwachungskonzeptes

Die Pilotanwendung zeigt, dass sich die eingesetzten konventionellen Temperatur-, Dehnungs- und Wegsensoren zur (dauerhaften) Überwachung der Verstärkungsmaßnahme eignen. Aufgrund des großen Einflusses der Temperaturbeanspruchung sind entsprechende Sensoren zur Erfassung im Rahmen eines Langzeitmonitorings von großer

Bedeutung. Die Erfassung der Spannstahlspannungen (und der damit verbundene Mehraufwand wie z. B. der Eingriff in die Bauwerksstruktur durch das Öffnen der Koppelstellen, Freilegen der Spanngliedverankerung) eignet sich insbesondere zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens (hier nicht untersucht), da auf Grundlage der gemessenen Spannstahldehnungen und der definierten Stahlfläche der Verankerungskonstruktion die Spannstahlspannungen explizit berechnet werden können. Anhand der Auswertungen der vertikalen Beschleunigungen konnte der Einfluss der zusätzlichen externen Vorspannung anhand der aufgezeichneten Messwerte nicht zielführend beurteilt werden. Der Einsatz des Beschleunigungssensors ergab für das vorliegende Überwachungskonzept somit keinen wesentlichen Erkenntnisgewinn.

Die Auswertung der Sensordaten, die zur Erfassung eines Parameters (z. B. Spannstahlspannungen an der Koppelfuge 1 und 2) eingesetzt wurden zeigt, dass die Ergebnisse insbesondere an den unterschiedlichen Messstellen im Längssystem sehr einheitlich sind, sodass sich die Anzahl der Sensoren gerade hinsichtlich der Messdatenreduktion noch verringern lässt. Zur Kompensation von möglichen Sensorausfällen und Reproduzierbarkeit von Messwerten sollten jedoch weiterhin redundante Systeme zum Einsatz kommen. Bezüglich der Messdatenreduktion ergeben sich darüber hinaus Optimierungsmöglichkeiten bei der Festlegung der Messintervalle (z. B. die Erfassung der Messdaten nur zu verkehrsreichen Zeiten) sowie der Messfrequenz (Abtastrate) einzelner Messparameter. Insgesamt ist die einzusetzende Sensorik und der Aufbau des Datenerfassungssystems immer auf das Überwachungsziel und die vorherrschenden Randbedingungen individuell abzustimmen. Im Hinblick auf die Messdatenerfassung sind Systeme zu bevorzugen, die eine automatisierte Datenfernübertragung gewährleisten und die Möglichkeit bieten, individuelle Alarmierungskonzepte zu implementieren. Dabei hat sich die Datenfernübertragung von dem Messrechner vor Ort zu einem Institutsrechner an der Universität Duisburg-Essen über den Funkstandard UMTS, sowie der Fernzugriff auf den Messrechner zur Funktionskontrolle und für erforderliche Anpassungsarbeiten bewährt.

Die Auswertung der Messdaten belegt, dass sich der Einfluss der zusätzlichen externen Vorspannung während des Spannvorgangs anhand nahe-

zu aller Sensoren (Spannstahldehnungen, Stahlaschendehnungen und Längenänderungen des Betons) zuverlässig identifizieren lässt. Darüber hinaus konnte die qualitative Bewertung der Effektivität der externen Vorspannung anhand definierter Referenzzustände vor und nach der Verstärkung auf der Basis der Regressionsanalyse für ausgewählte Messparameter erfolgreich umgesetzt werden. Dabei zeigt sich, dass die Auswahl der Messparameter bzw. Kombination von Messparametern von entscheidender Bedeutung für die eindeutige Interpretation der Ergebnisse ist und individuell für jedes Bauwerk und jeden Anwendungsfall vorgenommen werden muss.

Zur Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung ist insbesondere der Zeitraum des Referenzzustandes und das dabei erfasste Temperaturspektrum von entscheidender Bedeutung. Auf der Grundlage des zunächst festgelegten Referenzzeitraumes von 12 Wochen konnte die Funktionsfähigkeit der Verstärkung auf Basis der Regressionsanalyse und den darauf aufbauenden Grenzwerten nur begrenzt nachgewiesen werden. Nach der Erweiterung des Referenzzustandes auf 21 Wochen und der damit verbundenen Optimierung der Temperaturerfassung, konnte die Funktionsfähigkeit auf Grundlage der im Referenzzustand analysierten Messwerte zuverlässig bewertet werden. Die Auswertungen belegen somit, dass sich die dauerhafte Funktionsfähigkeit der Verstärkung anhand des erarbeiteten Überwachungskonzeptes, unter der Voraussetzung eines ausreichend großen Referenzzeitraums zur Temperaturerfassung, verlässlich beurteilen lässt. Für eine umfassende Berücksichtigung des Temperatureinflusses wäre die Erfassung der Temperaturbeanspruchung über einen gesamten Jahreszyklus hinweg erstrebenswert. Alternativ ist eine Anpassung der Temperaturfaktoren nach festgelegten Zeitintervallen (z. B. monatliche Adaption der Temperaturfaktoren) denkbar.

Abschließend sei der Autobahnniederlassung Hamm des Landesbetriebs Straßenbau.NRW für die Möglichkeit der messtechnischen Umsetzung der Pilotanwendung an der Talbrücke Germinghausen, sowie der Autobahnmeisterei Lüdenscheid für die unterstützenden Arbeiten herzlich gedankt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsberichts werden Überwachungskonzepte zur Beurteilung von tragfähigkeitsrelevanten Verstärkungen bei Brückenbauwerken aus Beton konzeptionell entwickelt sowie anhand eines Pilotprojektes praktisch umgesetzt und bewertet.

Zunächst werden tragfähigkeitsrelevante Verstärkungsverfahren, die sich in der Praxis bewährt haben, zusammengestellt und hinsichtlich der Anforderungen und Bedingungen für eine geeignete Überwachung analysiert. Neben der Beschreibung der unterschiedlichen Verstärkungsverfahren werden die erforderlichen Messparameter dargestellt.

Daran anschließend werden im Hinblick auf die Datenerfassung und Signalvorverarbeitung Sensoren, die sich für eine Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen eignen, aufgezeigt und bewertet. Sensoren zur Messung mechanischer, physikalischer und chemischer Parameter werden ebenso getrennt voneinander dargestellt wie zukünftige Entwicklungen in der Sensorik. Die Auswahl geeigneter Sensoren zur Erfassung unterschiedlicher Messparameter kann anhand von Diagrammen für die wesentlichen Verstärkungsverfahren vorgenommen werden.

Darüber hinaus wird ein Überblick über drahtlose und drahtgebundene Sensornetze sowie die Methoden der Datenvorverarbeitung gegeben. Den Kernpunkt des Überwachungssystems stellt die Merkmalsextraktion und Diagnose aus den Messdaten dar. Dazu werden die Möglichkeiten und Unterschiede von physikalischen und nichtphysikalischen Modellen unter Angabe von Vor- und Nachteilen analysiert. Physikalische Modelle bilden das reale Tragwerk anhand von Messungen durch ein parametrisiertes Rechenmodell ab, wohingegen nichtphysikalische Modelle auf der Basis von Lernmethoden Muster in den Messdaten erkennen. Der Focus liegt hierbei auf der Beschreibung von Methoden zur Detektion von Zustandsänderungen bei nichtphysikalischen Modellen mithilfe der Clusteranalyse, neuronaler Netze sowie der Regressionsanalyse.

Auf der Grundlage der vorherigen Arbeitsschritte werden die Möglichkeiten zur Beurteilung von Verstärkungsmaßnahmen analysiert und ein geeignetes Überwachungskonzept für die konkrete Um-

setzung entwickelt. Neben der Beschreibung der Grundlagen und Unterschiede von lokalen und globalen Überwachungsansätzen, werden insbesondere Möglichkeiten für die Schwellwertfestlegung, unter Berücksichtigung zulässiger Überschreitungen, getrennt für lokale und globale Ansätze dargestellt. Für die Auswahl von Überwachungskonzepten werden Kriterien erarbeitet und hinsichtlich ihrer Eignung bewertet.

Im Anschluss an die konzeptionelle Entwicklung des Überwachungskonzeptes erfolgt die konkrete Umsetzung im Rahmen einer Pilotanwendung an der Talbrücke Germinghausen im Zuge der BAB 45. Aufgrund zahlreicher Defizite in den Nachweisen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei der Brückennachrechnung wurde eine Verstärkung des Überbaus mit zusätzlichen externen Spanngliedern geplant und innerhalb des Überwachungszeitraums umgesetzt. Die Beurteilung der Funktion und Zuverlässigkeit des Überwachungssystems erfolgt anhand der Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen (1), der Effektivität bzw. der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung (2), des Einflusses der zusätzlichen externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen (3), sowie der dauerhaften Funktionsfähigkeit der zusätzlichen externen Vorspannung (4). Im Anschluss an die Dokumentation der Sensorapplikation, der Messeinrichtung sowie der Datenfernübertragung erfolgt die ausführliche Messdatenauswertung. Die Grundlage der Messdatenauswertung mit dem Programm Matlab bildet der Vergleich von Messwerten innerhalb definierter Referenzzustände vor und nach der Verstärkung auf Grundlage der Regressionsanalyse. Dazu werden die originalen Messwerte (Rohdaten) zunächst um den Anteil aus den Verkehrs- und Temperaturbeanspruchungen reduziert.

Anhand des Belastungsversuchs sowie der Regressionsanalyse kann die Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen qualitativ bewertet werden. Zudem lassen die Auswertungen den Schluss zu, dass sich die Stahllaschen hinsichtlich des Tragverhaltens der Brücke am Lastabtrag beteiligen. Darüber hinaus kann die Effektivität der externen Vorspannung sowie der Einfluss der Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen zum Zeitpunkt der Vorspannung an nahezu allen Sensoren eindeutig identifiziert werden. Zudem kann durch den Vergleich der Regressionsgeraden für definierte Referenzzustände vor und nach der

Verstärkung die Effektivität der zusätzlichen Vorspannung qualitativ bewertet werden. Des Weiteren zeigt sich, dass die dauerhafte Beurteilung der Vorspannkraft maßgeblich vom Temperatureinfluss bestimmt wird. Für eine zuverlässige langfristige Beurteilung muss der Referenzzeitraum zur Festlegung von Grenzwerten ausreichend groß sein um ein möglichst breites Temperaturspektrum abzudecken. Alternativ ist eine Temperaturanpassung der Messwerte in einem bestimmten Zeitintervall denkbar.

Insgesamt kann mit der Pilotanwendung gezeigt werden, dass sich das im Vorfeld erarbeitete Konzept unter Berücksichtigung der dargestellten Randbedingungen und vorgenommenen Anpassungen als geeignete Methode zur Überwachung und qualitativen Bewertung der Verstärkungsmaßnahme bewiesen hat. Darüber hinaus werden Optimierungsansätze für zukünftige Überwachungssysteme dargestellt. Weiterer Forschungsbedarf ergibt sich bei der Erarbeitung von Konzepten zur Quantifizierung der Effektivität und Funktionsfähigkeit der Verstärkung sowie der effektiven Beurteilung hinsichtlich der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Gesamtbauwerks. Zudem besteht zukünftiger Forschungsbedarf in der Weiterentwicklung energieautarker Systemen und der Integration der Messdatenanalyse in bestehende Messdatenerfassungssysteme.

8 Literatur

- [ACGP03] AKT AN, A. E.; CATBAS, F. N.; GRIMMELSMANN, K. A.; PERVIZPOUR, M.: Development of a Model Health Monitoring Guide for Major Bridges. Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute, 2003
- [AKBK11] ABDESSEMED, M.; KENAI, S.; BAIL, A.; KIBBOUA, A.: Dynamic Analysis of a Bridge Repaired by CFRP – Experimental and Numerical Modelling. *Construction & Buildingmaterials* Vol. 25 (3), 2011, S. 1270-1276
- [ALSE04] ALBERT, J.; SEYLER, S.: Verformungsmessungen an Brückenbauwerken aus Bildsequenzen. *Ingenieurvermessung* 2004. 14th International Conference on Engineering Surveying
- [ANKM01] ANDRÄ, H.-P.; KÖNIG, G.; MAIER, M.: Einsatz vorgespannter Kohlefaser-Lamellen als Oberflächenspannglieder. *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), S. 737-747
- [ANMA05] ANDRÄ, H.-P.; MAIER, M.: Instandsetzung von Brücken mit einer neuen Generation von Spanngliedern auf Basis von CFK-Bändern. *Bauingenieur* 80 (2005), S. 7-16
- [AUST12] Australian Inventors – The Website of the Inventors Associations of Australia. URL: <http://australian-inventors.asn.au/showcase/91-comparative-vacuum-monitoring-system.html> (Stand: 03.12.2012)
- [AVSF07] AVAK, R.; SCHWUCHOW, R.; FRANZ, M.: Rissmonitoring von Betonoberflächen unter Verwendung digitaler Bildanalyseverfahren. *Bau-technik* 84 (2007), S. 403-408
- [BAEW11] BACKHAUS, K.; ERICHSON, B.; WEIBER, R.: Fortgeschrittene Multivariate Analysemethoden – Eine anwendungsorientierte Einführung. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1. Auflage, 2011
- [BAST98] Bundesanstalt für Straßenwesen – Abteilung Brücken- und Ingenieurbau: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten, 1998
- [BEBI06] BURKERT, A.; EICH, G.; BÄßLER, R.; ISECKE, B.: Corrosion Monitoring im Bauwesen. In: Sicherheitsgewinn durch Monitoring? Zum 65. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl, 2006, S. 115-135
- [BEPW08] BACKHAUS, K.; ERICHSON, B.; PLINKE, W.; WEIBER, R.: Multivariate Analysemethoden – Eine anwendungsorientierte Einführung. Springer Verlag, 12. Auflage, 2008

- [BERG00] BERGMEISTER, K.: Tragwerksverstärkung durch externe Vorspannung – Verbesserung der Biege-, Schub- und Torsionstragfähigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), S. 253-254
- [BESA04] BERGMEISTER, K.; SANTA, U.: Brückeninspektion und -überwachung. In: Betonkalender 2004 Teil 1, Ernst & Sohn
- [BGHW09] BRAND, L.; GIERLINGS, M.; HOFFKNECHT, A.; WAGNER, V.; ZWECK, A.: Kohlenstoff-Nanoröhren – Potenziale einer neuen Materialklasse für Deutschland – Technologieanalyse. Zukünftige Technologien Consulting der VDI Technologiezentrum GmbH, 2009
- [BLAS01] BLASCHKO, M.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen. Technische Universität München. Dissertation, 2001
- [BMVBS07] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF). Stand: 11/2007
- [BMVBS11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Stand: 05/2011
- [BORC05] BORCHERT, K.: Zeit- und temperaturabhängiges Systemverhalten von Klebebewehrung. 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau (2005), S. 25-28
- [BORC09] BORCHERT, K.: Verbundverhalten von Klebebewehrung unter Betriebsbedingungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2009
- [BOTH98] BO THE H.-H.: Neuro-Fuzzy-Methoden: Einführung in Theorie und Anwendungen. Springer Verlag, 1998
- [BRDA08] BRANDES, K.; DAUM, W.: Langzeit-Monitoring an den Spannbetonbrücken des neuen Hauptbahnhofs Berlin (Lehrter Bahnhof). Allgemeine Vermessungs-Nachrichten, 01/2008, S. 21-28
- [BRME03] BRÜHWILDER, E.; MENN, C.: Stahlbetonbrücken. Springer-Verlag/Wien, 2003
- [BUHW09] BUDELMANN, H.; HOLST, A.; WICHMANN, H.-J.: Magnetoelastische Spannkraftmessung in Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), S. 330-339
- [CGCB06] CATBAS, F. N.; GRIMMELSMAN, K. A.; CILOGLU, S. K.; BURGOS-GIL, I.; COLL-BORGO, M.: Static and Dynamic Testing of a Concrete T-Beam Bridge Before and After Carbon Fiber-Reinforced Polymer Retrofit. In: Design of Structures 2006, S. 77-87
- [CUCR12] CURY, A.; CRÉMONA, C.: Assignment of Structural Behaviours in Long-Term Monitoring: Application to a Strengthened Railway Bridge. Structural Health Monitoring 11 (2012), S. 422-441
- [DAFS00] DAfStb: Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Beuth Verlag, 2000
- [DETT10] DETTE, H.: Methodenlehre II, Lehrstuhl für Stochastik, Vorlesungsskript, Version vom 19.06.2010
- [DGZF00] DGZfP – Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V.: Merkblatt über die automatisierte Dauerüberwachung im Ingenieurbau (Merkblatt B9), 2000
- [DIFN08] DIDAY, E.; , M.: Symbolic Data Analysis and the SODAS Software. John Wileys & Sons, 2008
- [DIN1319-1] DIN 1319-1: Grundlagen der Messtechnik – Teil 1: Grundbegriffe, Januar 1995

- [DIN1319-3] DIN 1319-3: Grundlagen der Messtechnik – Teil 3: Auswertung von Messungen einer einzelnen Messgröße. Messunsicherheit, Mai 1996
- [EBFR11] EBERT, C.; FRIEDMANN, H.: Piezogenerator zur Versorgung eines Sensornetzwerks für Structural Health Monitoring von Brücken und anderen Strukturen. PLUS 2 (2011), S. 424-432
- [EBFR12] EBERT, C.; FRIEDMANN, H.: Brückenüberwachung zur Lebensdaueroptimierung – technische Voraussetzungen und messtechnische Umsetzung. Messtechnik im Bauwesen, 2012
- [EKMY07] EKENEL, M.; MYERS, J. J.: Nondestructive Evaluation of RC Structures Strengthened with FRP Laminates Containing Near-Surface Defects in the Form of Delaminations. Journal of Science and Engineering of Composite Materials 14 (2007), S. 299-315
- [FAKL09] FAHRMEIR, L.; KNEIB, T.; LANG, S.: Regression: Modelle, Methoden und Anwendungen. Springer-Verlag/Berlin/Heidelberg, 2009
- [FAQI11] FAN, W.; QIAO, P.: Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study. Structural Health Monitoring 10 (2011), S. 83-111
- [FINC12] FINCKH, W.: Einfluss bauteilspezifischer Effekte auf die Bemessung von mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonbauteilen. Technische Universität München. Dissertation, 2012
- [FRKÖ13] FREUND, U.; KÖNKE, C. et al.: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustandes von Brückenbauwerken. BAST-Projekt FE 15.532/2011/HRB, Entwurf zum Schlussbericht, Weimar, 2013
- [FRMO96] FRISWELL, M. I.; MOTTERSHEAD, J. E.: Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Kluwer Academic Publishers, 1996
- [GHAR12] GHAHREMANPOUR, M.: Sensitive CNT-Schichten. URL: <http://www.iff.uni-stuttgart.de/forschung/mikrosystemtechnik/Seiten/sensitivecntschichten.aspx> (Stand: 20.12.2012)
- [GLAE09] GLÄSSLER, K.: Bauwerksüberwachung von Ingenieurbauwerken der Infrastruktur. 6. Allsat Open Fachtagung 2009
- [GLIN07] GLISIC, B.; INAUDI, D.: Fibre Optic Methods for Structural Health Monitoring. Wiley-Interscience, 2007
- [GRAE11] GRÄB, M.: Erkenntnisse aus der Baudurchführung an der A 45. VSVI-Seminar Ertüchtigung von Großbrücken, 2011
- [GRDS06] GRAUBNER, C.-A.; DUDA, H.; SPRENGLER, M.: Monitoring im Brückenbau – Messverfahren und deren praktische Anwendung. In: Sicherheitsgewinn durch Monitoring? Zum 65. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl, 2006, S. 185-201
- [GUAR09] The Guardian: Carbon Nanotubes may Suppress Human Immunity. URL: <http://www.guardian.co.uk/science/2009/jun/15/carbon-nanotubes-immune-system-nanotechnology.html> (Stand: 06.12.2012)
- [HABE04] HABERECHT, M.: Tutorial Hydrostatische Technologien. 14th International Conference on Engineering Surveying Zürich, 2004
- [HAES04] HÄSSELBARTH, W.: BAM-Leitfaden zur Ermittlung von Messunsicherheiten bei quantitativen Prüfergebnissen. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Forschungsbericht 266, 2004
- [HAFE11] HARTL, H.; FEIX, J.: Bemessungs- und Ausführungshinweise für Aufbeton und Brückenfahrbahnplatten. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), S. 250-259
- [HAMB05] HAMMER, U.; MÜLLER, D.; BÜCHELER, L.: Instandsetzung der Neckertalbrücke der BAB A 6 bei Heilbronn

- unter Verwendung von Carbonfaser-Spanngliedern. Tiefbau 117 (2005), S. 130-141
- [HAND10] HANDL, A.: Multivariate Analysemethoden – Theorie und Praxis multivariater Verfahren unter besonderer Berücksichtigung von S-PLUS. Springer Verlag, 2010
- [HANK08] HANKERS, C.: Spritzbeton für die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbeton, Beton- und Stahlbetonbau – Betonerhaltung, 2008
- [HAVE11] HAVERESCH, K.: Brücken – Prüfen, Erhalten, Verstärken oder Erneuern. Stahlbetonbau aktuell, Praxishandbuch 2011, Berlin: Bauwerk Verlag, 2011
- [HCHF06] HUTH, O., CZADERSKI, C., HEJLL, A., FELTRIN, G., MOTAVALLI, M.: Tendon Breakages Effect on Static and Modal Parameters of a Post-tensioned Concrete Girder. Tagungsband der Konferenz 'SHMII-2'2005', Shenzhen, China, S. 847-853, 2005
- [HELL11] HELLER, M. H.: Mit Video: 30-Tonnen-Klotz sorgt rund um die A 45 für Chaos (10.05.2011). URL: http://www.mittelhessen.de/lokales_artikel,-Mit-Video-30-Tonnen-Klotz-sorgt-rund-um-die-A-45-fuer-Chaos-_arid,9218.html (Stand: 27.11.2012)
- [HERI12] HERING, E.: Sensoren in Wissenschaft und Technik – Funktionsweise und Einsatzgebiete. Vieweg+Teubner Verlag, 2012
- [HESS11] Pressemitteilung vom 10.05.2011 – Sperrung der A 45 zwischen den Anschlussstellen Dillenburg und Haiger-Burbach. URL: http://www.hessen.de/irj/hessen_Internet?rid=HStK_15/hessen_Internet/sub/3ea/3ea60dc2-b21e-df21-f012-f31e2389e481,,,1111111-2222-3333-4444-100000005004%26_ic_uCon_zentral=3ea60dc2-b21e-df21-f012-f31e2389e481.html (Stand: 03.12.2012)
- [HILT06] Hilti: Technische Datenblätter: Verstärken und Instandsetzen mit Aufbeton im Brücken-, Tunnel- und Hochbau. Ausgabe 11/2006
- [HOOR10] HOTOP, R.; OCHS, S.; ROSS, T.: Überwachung von Anlageteilen – Neues Werkzeug ermöglicht Statusermittlung. Atp edition 6 (2010), S. 24-31
- [HOSC05] HOLA, J.; SCHABOWICZ, K.: Beurteilung der Betonfestigkeit unter Nutzung der künstlichen Neuronalen Netze aufgrund zerstörungsfreier Untersuchungen. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), S. 416-421
- [HUAR97] HUTCHINSON, R.; ABDELRAHMAN, A.; RIZKALLA, S.: Shear Strengthening using FRP Sheets for a Highway Bridge in Manitoba, Canada. University of Manitoba, 1997
- [HUDE06] HÜLDER, G.; DALLNER, C.; EHRENSTEIN, G. W.: Aushärtung von Epoxidharzklebstoffen zur nachträglichen Verstärkung von Tragwerken mit CFK-Lamellen. Bauingenieur 10 (2006), S. 449-454
- [HVLG04] HIRSCH, A.; VOSTROWSKY, O.; LEY, L.; GRAUPNER, R.: Die denkbar kleinsten Röhren (Kohlenstoffnanoröhren – Bausteine mit einzigartigen Eigenschaften). In: uni.kurier.magazin, Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg, 2004
- [ITMS12] Itmsoil Interfels GmbH. URL: <http://de.itmsoil.com/pages/dehnungsmessstreifen+mit+schwingsaitensensor+zur+einbettung+in+beton> (Stand: 12.12.2012)
- [IVSB96] IVANYI, G.; SCHAUTES, H.; BUSCHMEYER, W.: Verstärken älterer Betonbrücken durch zusätzliche Betonstahlbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 91 (1996), S. 132-137
- [JEKA11] JESSE, F.; KAPLAN, F.: Verfahren für Biegeverstärkungen an Stahlbetonteilen. Bautechnik 88 (2011), S. 433-442
- [JIAN07] JIANG, G.: Self-Monitoring Fiber Reinforced Polymer Retrofits. Master-Thesis, North Carolina State University, 2007

- [KALO13] KAO, C.-Y.; LOH, C.-H.: Monitoring of Long-Term Static Deformation Data of Fei-Tsu Arch Dam using Artificial Neural Network-Based Approaches. Structural Control and Health Monitoring (20), 2013, S. 282-303
- [KASH12] KÄSEBERG, S.; SCHALLER, M.-B.; HOLSCHEMACHER, K.: CFRP Systems with Embedded FBG for Structural Health Monitoring and Retrofitting. 6th European Workshop on Structural Health Monitoring, 2012
- [KASK11] KÄSEBERG, S.; SCHALLER, M.-B.; KUHNE, M.: Sensorbasierte Kohlefasertextilarmierungen für Monitoring und Verstärkung
- [KHKL06] KANG, O.; HEUNG, Y. Y.; KIM, J. H.; LEE, J. W.; GOLLAPUDI, R.; SUBRAMANIAM, S.; NARASIMHADEVARA, S.; HURD, D.; KIRIKERA, G. R.; SHANOV, V.; SCHULZ, M. J.; SHI, D.; BOERIO, J.; MALL, S.; RUGGLES-WREN, M.: Introduction to Carbon Nanotube and Nano Fiber Smart Materials. Composites Part B: engineering 37 (2006), S. 382-394
- [KICS07] KIM, S. D.; IN, C. W.; CRONING, K. E.; SOHN, H.; HARRIES, K.: Reference-Free NDT Technique for Debonding Detection in CFRP-strengthened RC Structures. Journal of Structural Engineering 133 (2007), S. 1080-1091
- [KLEE04] KLEES, M.: Sachstandsbericht zur Bemessung von Bauteilen mit Klebeverstärkung. Diplomarbeit, Technische Universität Kaiserslautern, 2004
- [KLKR06] KLEIST, A.; KRAMS, J.: Nachträgliche Rißbreitenbeschränkung mit CFK-Lamellen. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), S. 205-206
- [KLMS97] KLINK, T.; MEIßNER, J.; SLOWIK, V.: Dehnungsmessung an einer Spannbetonbrücke mit Faser-Bragg-Gittersensoren. Bautechnik 74 (1997), S. 401-405
- [KOHL12] KOHLBREI, U.: Messen ist wissen. Deutsches Ingenieurblatt 03, 2012
- [KOUS08] KOUSOURAKIS, A.: Mechanical Properties and Damage Tolerance of Aerospace Composite Materials Containing CVM Sensors. School of Aerospace, Mechanical and Manufacturing Engineering. College of Science, Engineering and Technology RMIT University, Phd-Thesis, 2008
- [KRGR10] KRÜGER, M.; GROßE, K.: Einsatz von Sensorik an Brückenbauwerken. Schlussbericht, BAST FE 88.0001/2009, Stuttgart, 2010
- [KRIE07] KRIESEL, D.: Ein kleiner Überblick über Neuronale Netze, 2007. URL: <http://www.dkriesel.com>
- [KRST99] KRAMS, J.; STARKE, W.-D.: Brückenverstärkung mit CFK-Lamellen. Bau-technik 76 (1999), S. 184-187
- [KSKS06] KANG, I.; SCHULZ, M. J.; KIM, J. H.; VESSELIN, S.; SHI, D.: A Carbon Nanotube Strain Sensor for Structural Health Monitoring. Smart Materials and Structures 15 (2006), S. 737-748
- [KUKI12] KUKICH, D.: Investigation of Carbon Nanotube Composites for Structural Health Monitoring. URL: <http://phys.org/news/2012-09-carbon-nanotube-composites-health.html> (Stand: 06.11.2012)
- [KWQS80] KÖNIG, G.; WEIGLER, H.; QUITMANN, H.-D.; STÜLB, J.: Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich mit bewehrten Betonlaschen. Beton- und Stahlbetonbau 10 (1980), S. 229-235
- [LAJA11] LANDMANN, C.; JAMAL, R.: Fasersensoren in der klassischen Messtechnik. Optik & Photonik 1, Februar 2007, S. 44-47
- [LANG02] LANGE, T.: Neuronale Netze. Fachhochschule Merseburg, FB Elektrotechnik, 2002
- [LAPC12] Verstärkung Neckertalübergang der BAB A 6 bei Neckarsulm. URL: http://www.lap-consult.com/projekt.php?sp=00198&kat=_030 (Stand: 17.11.2012), Instandsetzung Körschtalbrücke B 27 bei Stuttgart

- [LATS11] LAORY, I.; TRINH, T. N.; SMITH, I. F. C.: Evaluating Two Model-free Data Interpretation Methods for Measurements that are Influenced by Temperature. *Advanced Engineering Informatics* 25 (2011), S. 495-506
- [LHPK07] LOH, K. J.; HOU, T. C.; LYNCH, J. P.; KOTOV, N. A.: Nanotube-based Sensing Skins for Crack Detection Impact Monitoring of Structures. *Proceedings of the 6th International Workshop on Structural Health Monitoring*, Stanford, 2007
- [LIBR04] LIENHART, W.; BRUNNER, F. K.: Monitoring einer Brücke mit geodätischen Methoden und faseroptischen Sensoren. *Ingenieurvermessung 2004*, 14th International Conference on Engineering Surveying
- [LIND08] LINDEMANN, S.: Model Updating an einem biegeelastischen Rotor. *Universität Kassel, Dissertation*, 2008
- [LNRD00] LABOSSIERE, P.; NEALE, K. W.; ROCHETTE, P.; DEMERS, M.; LAMOTHE, P.; LAPIERRE, P.; DESGAGNÉ, G.: Fibre Reinforced Polymer Strengthening on the Sainte-Émélie-de-l'Énergie Bridge – Design, Instrumentation, and Field Testing. *Canadian Journal of Civil Engineering* 5 (2000), S. 916-927
- [LOHN12] LOHNINGER, H.: Grundlagen der Statistik – Signal und Rauschen. URL: http://www.statistics4u.info/fundstat_germ/cc_signal_noise.html (Stand: 19.11.2012)
- [LUBA09] LUBASCH, P.: Identifikation von Verkehrslasten unter Einsatz von Methoden des Soft Computing. *Universität Duisburg-Essen, Dissertation*, 2009
- [MAHR11] MAHRENHOLTZ, C.: Eine alternative Methode der DMS-Applikation für die kontinuierliche Dehnungsmessung entlang eines Bewehrungsstabes. In: *Mitteilungen des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen*, Band 2011/1, Jahresbericht 2008/10 Activities. S. 69-76
- [MARW10] MARWALA, T.: *Finite-Element-Model Updating Using Computational Intelligence Techniques – Applications to Structural Dynamics*. Springer Verlag, 2010
- [MARZ11] MARZAHN, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), S. 730-735
- [MATA11] MATA, J.: Interpretation of Concrete Dam Behavior with Artificial Neural Network and Multiple Linear Regression Models. *Engineering Structures* 33 (2011), S. 903-910
- [MATH13] URL: http://www.mathworks.ch/cmsimages/51093_wl_cft3_fig1_wl.jpg (Stand: 13.05.2013)
- [MICR10] Micro-measurements: Zur Einschränkung von Rauschsignalen bei DMS-Messungen. *Tech Note TN-501-2*, 2010
- [MIHA08] MIHALA, R.: Bauwerksverstärkung mit eingeschlitzten CFK-Lamellen in Beton. *Zement + Beton* 1 (2008), S. 4-5
- [MOSA11] MOOI, E.; SARSTEDT, M.: *A Concise Guide to Market Research – The Process, Data, and Methods Using IBM SPSS Statistics*. Springer Verlag, 2011
- [MSMK11] MARX, S.; SCHACHT, G.; MASS, H.-G.; KOSCHITZKI, R.; BOLLE, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen – Forschungsinitiative ZukunftBau. *Technische Universität Dresden*, 2011
- [MUEL09] MÜLLER, A. J.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen. *Technische Universität München, Dissertation*, 2009
- [NAUM10] NAUMANN, J.: Strategie zur Ertüchtigung des Bauwerksbestands. *Tageungsband Bauwerkserhalt im Brückenbau*, Ingenieurkammer West e. V., Essen 2010, S. 15-37

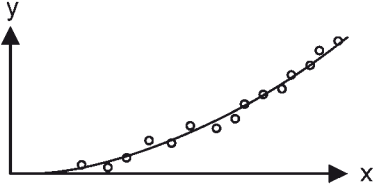
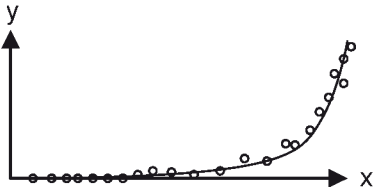
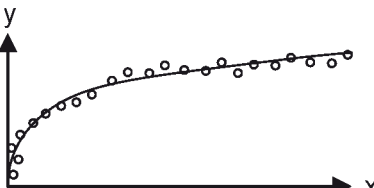
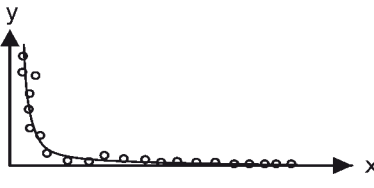
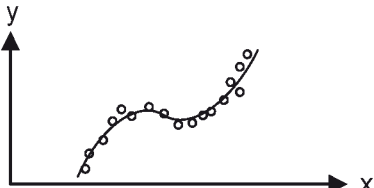
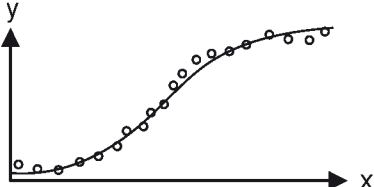
- [NAUM11] NAUMANN, J.: Brückenertüchtigung jetzt – Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., 2011
- [NAWA12] NASER, A. F.; WANG, Z.: Experimental Monitoring of the Strengthening Construction of a Segmental Box Girder Bridge and Field Testing of External Prestressing Tendons Anchorage. *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 6 (2012), S. 308-320
- [ONBN02] ONKEN, P.; vom BERG, W.; NEUBAUER, U.: Verstärkung der West Gate Bridge, Melbourne. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), S. 94-104
- [PAPU08] PAPULA, L.: Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Band 3, 5. Auflage, Vieweg + Teubner, 2008
- [PEEK13] URL: <http://www.peekel.com/autolog3000.html> (Stand: 09.05.2013)
- [PEFB12] PERTERER, M.; FRIEMEL, M.; BAIER, H.: Characterization of the Mechanical Influence of Comparative Vacuum Measurement (CVM) Sensors in the Context of Structural Health Monitoring (SHM) Systems. 6th European Workshop on Structural Health Monitoring, 2012
- [PEFL06] PEIL, U.; FRENZ, M.; LOPPE, S.: Bauwerksüberwachung – Warum, Wofür und Wie? In: Sicherheitsgewinn durch Monitoring? Zum 65. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl, 2006, S. 335-363
- [PENK05] PENKA, E.: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen. Technische Universität München, Dissertation, 2005
- [PFTH07] PARK, G.; FARRAR, C. R.; TODD, M. D.; HODGKISS, W.; ROSING, T.: Energy Harvesting for Structural Health Monitoring Sensor Networks. Los Alamos National Laboratory, 2007
- [PIEP05] PIEPLOW, K.: Untersuchungen zum Tragverhalten CFK-verstärkter Stahlbetonbauteile. Dissertation. Berlin, 2005
- [PKIS10] POSENATO, D.; KRIPAKARAN, P.; INAUDI, D.; SMITH, L. F. C.: Methodologies for Model-free Data Interpretation of Civil Engineering Structures. *Computers and Structures* 88 (2010), S. 467-482
- [PSTB12] PREKEL, H.; STÖBENER, D.; TAUSENDFREUND, A.; BEHRENDT, W.; LÜBKE, K.: Messtechnik Skript, Kapitel 1.5. Universität Bremen. Fachbereich Produktionstechnik, Labor „Messtechnik und Sensorik“. URL: <http://www.msr.uni-bremen.de/download/MSGGrundlagenInduktiv.pdf> (Stand: 09.12.2012)
- [QZ11] Messsystem und Messprozess sind zweierlei – Überarbeiteter VDA Band 5 – Prüfprozesseignung, *QZ-Magazin* 04 (2011), S. 16-20
- [RABA10] RAI, G. L.; BAMBOLE A. N.: Strengthening of Bridge by Pre-Stressing at JNPT and Testing its Efficacy. ACI Fall 2010 Convention, Pittsburgh
- [RECH10] REN, W.-X.; CHEN, H.-B.: Finite Element Model Updating in Structural Dynamics by Using the Response Surface Method. *Engineering Structures* 32 (2010), S. 2455-2465
- [REPK08] REITERER, M.; PRAXMARER, L.; KAMMERSBERGER, A.: Maintenance and Monitoring – Dauermonitoring zur Optimierung der Nutzungsdauer einer Brücke. *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), S. 103-111
- [REWE11] REY, G. D.; WENDER, K. F.: Neuronale Netze – Eine Einführung in die Grundlagen, Anwendungen und Datenauswertung. Verlag Hans Huber, 2011
- [RIAD06] RIAD, K.: Überwachung der Vorspannkraft Externer Spannglieder mit Hilfe der Modalanalyse. Universität Kassel, Dissertation, 2006

- [ROAC09] ROACH, D.: Real Time Detection Using Mountable Comparative Vacuum Monitoring Sensors. *Smart Structures and Systems* 5 (2009), S. 317-328
- [ROSC12] RÖDIG, V.; SCHUBERT, V.: Messung physikalischer Größen. URL: <http://www.chemgapedia.de/vsengine/vlu/vsc/de/ch/11/cmt/sensoren/vlus/mess technik.vlu/Page/vsc/de/ch/11/cmt/sensoren/messtechnik/anforderungen.vsc ml.html> (Stand 18.11.2012)
- [RSBW07] RICKEN, W.; SCHOENEKESS, H. C.; BECKER, W.-J.; WELZ, A.; FEHLING, E.: Dynamische Belastungsmessung in Spannbetonkonstruktionen mittels schneller Abtastung von Wirbelstromsensoren. DGZfP-Jahrestagung, 2007
- [RUCK12] RUCKSTUHL, A.: Einführung in die nichtlineare Regression. Institut für Datenanalyse und Prozessdesign, Zürcher Hochschule für Angewandte Wissenschaften, Stand: Juni 2012
- [RYTT93] RYTTER, A.: Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures. University of Aalborg, Dissertation, 1993
- [SABS04] SANTA, U.; BERGMESTER, K.; STRAUSS, A.: Bauwerksüberwachung der Autobahnbrücke Gossensaß, Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), S. 975-984
- [SAMI11] SAMIEC, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. *Photonik* 6 (2011), S. 34-37
- [SANE07] SARAZIN, G. A.; NEWHOOK, J. P.: A Strain-based Index for Monitoring Laminates FRP-strengthened Beams. *Construction and Building Materials* 21 (2007), S. 789-798
- [SAWF05] SOHN, H.; ALLEN, D. W.; WORDEN, K.; FARRAR, C. R.: Structural Damage Classification Using Extreme Value Statistics, *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control* (127), 2005, S. 125-132
- [SBSB04] STRAUSS, A.; BERGMESTER, K.; SANTA, U.; BONFIGLIOLI, B.; PASCALE, G.: Monitoring von Faserverbund-Werkstoffen. *Bauingenieur* 79 (2004). S. 551-558
- [SCBL11] SCHNELL, J.; BINDSEIL, P.; LOCH, M.: Tragwerksplanung für das Bauen im Bestand. *Stahlbetonbau aktuell, Praxishandbuch 2011*, Bauwerk Verlag, Berlin, 2011
- [SCH105] SCHILDE, K.: Untersuchungen zum Verbund zwischen Beton und nachträglich aufgeklebte CFK-Lamellen am Zwischenrisselement. Universität Kassel, Dissertation, 2005
- [SCHO09] SCHÖNEKEß, H. C.: Bestimmung statischer und dynamischer Zugspannungen in Stahlverseilungen mittels Wirbelstrom-Multisensoren und Ansätzen zu einer Sensordatenfusion. Universität Kassel, Dissertation, 2009
- [SCKK12] SCHNELLENBACH-HELD, M.; KARCZEWSKI, B.; KÜHN, O.: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke. *Berichte der BAST, Brücken- und Ingenieurbau*, Heft B 105, 2014
- [SCPS10] SCHNELLENBACH-HELD, M.; PEETERS, M.; SCHERBAUM, F.: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand. *Berichte der BAST, Brücken- und Ingenieurbau*, Heft B 75, 2010
- [SCSA11] SCHLECHTINGEN, M.; SANTOS, I. F.: Comparative Analysis of Neural Network and Regression Based Condition Monitoring Approaches for Wind Turbine Fault Detection. *Mechanical Systems and Signal Processing* 25 (2011), S. 1849-1875
- [SCSC07] SCHMID, M.; SCHMID, B. H.: Künstliche Neuronale Netzwerke – ein Modelltyp mit Zukunft in der Bauphysik?. *Bauphysik* 29 (2007), S. 371-376
- [SEHE09] SENDER, C.; HENKE, V.: Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nach-

- träglich aufgebrauchte Aufbetonschicht. Schlussbericht Forschungsbericht T 3216 Fraunhofer IRB, 2009
- [SENS12] Sensortec GmbH. URL: <http://www.sensortec.de/multiring-elektrode-multi-ring-electrodes> (Stand: 29.11.2012)
- [SFSK12] SCHNELLENBACH-HELD, M.; FAKHOURI, A.; STEINER, D.; KÜHN, O.: Entwicklung einer adaptiven Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem. Berichte der BAST, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 101, 2014
- [SIHO14] SIEGERT, C.; HOLST, A.; EMPELMANN, M.; BUDELMANN, H.: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit. Schlussbericht zum BAST-Projekt FE 15.0544/2011/LRB, Braunschweig, 2014
- [SPHE12] SPERLING, D.; HEUMANN, G.: Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie auf Betonbrücken – Praxisbeispiele aus Sicht eines Ingenieurbüros. VSVI Seminar Brücken- und Ingenieurbau, Braunschweig, 2012
- [SPNH02] SCHIEBEL, S.; PARRETTI, R.; NANNI, A.; HUCK, M.: Strengthening and Load Testing of Three Bridges in Boone County, Missouri. Practice Periodical on Structural Design and Construction 4 (2002), S. 156-163
- [STAH08] STAHEL, W.: Lineare Regression. Seminar für Statistik ETH Zürich, 2008
- [STOR07] STORM, R.: Wahrscheinlichkeitsrechnung, mathematische Statistik und statistische Qualitätskontrolle. Carl Hanser Verlag, 2007
- [STPZ07] STADLER, M.; PENKA, E.; ZILCH, K.: Ermittlung der freien Schwingungslänge zur Bestimmung der Vorspannkraft externer Bandspannglieder durch dynamische Messungen. Bauingenieur 82 (2007), S. 25-29
- [STRU10] Structural Monitoring Systems plcComperative Vacuum Monitoring (CVM™): A New Way to Monitor Cracks in Bridges – First Bridge Monitoring System Installation, 2010
- [SUJU01] SUTER, R.; JUNGO, D.: Vorgespannte CFK-Lamellen zur Verstärkung von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), S. 350-358
- [SZCC10] SHEN, S.; ZHISHEN, W.; CAIQIAN, Y.; CHUNFENG, W.; YONGSHENG, T.; GANG, W.: An Improved Conjugated Beam Method for Deformation Monitoring with a Distributed Sensitive Fiber Optic Sensor. Structural Health Monitoring 9 (2010), S. 361-378
- [TEST13] Test To Industrial Services: Messunsicherheitsfibel – Praxisgerechte Bestimmung von Messunsicherheiten nach GUM (bei Kalibrierungen), 2. Auflage, 2013
- [URMA11] URBAN, D.; MAYERL, J.: Regressionsanalyse: Theorie, Technik und Anwendung. VS Verlag für Sozialwissenschaften, 4. überarbeitete und erweiterte Auflage, 2011
- [VBGK10] VORWAGNER, A.; BURTSCHER, S. L.; GRASS, G.; KOLLEGGER, J.: Verstärkung mit vorgespannten eingeschlitzten Lamellen. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), S. 9-18
- [WEBE12] WEBER, M.: Piezoelektrische Beschleunigungsaufnehmer – Theorie und Anwendung. Metra Mess- und Frequenztechnik in Radebeul e. K., 2012
- [WEIH07] WEIHER, H. J.: Verhalten von PE-HD Schutzhüllen bei der Umlenkung von verbundlosen Spanngliedern. Technische Universität München. Dissertation, 2007
- [WIBR04] WIESER, A.; BRUNNER, F. K.: Deformationsmessung einer Schrägkabelbrücke. In: Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen – Weimar 2004, S. 177-187
- [WICK01] WICKE, M.: Verbundlose Spannglieder im Brückenbau. Dresdner Brückenbausymposium Nr. 11. Planung,

- Bauausführung und Ertüchtigung von Massivbrücken. TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, 2001
- [WIKI13] URL: <http://de.wikipedia.org/wiki/Fail-Safe> (Stand: 07.05.2013)
- [WJCZ09] WANG, H.; JIN, W.; CLELAND, D.; ZHANG, A.: Strengthening an In-service Reinforcement Concrete Bridge with Prestressed CFRP Bars. Journal of Zhejiang University 2009, S. 635-644
- [WODU04] WORDEN, K.; DULIEU-BARTON, J. M.: An Overview of Intelligent Fault Detection in Systems and Structures. Structural Health Monitoring 3 (2004), S. 85-98
- [WSZP05] WUNDERLICH, T.; SCHÄFER, T.; ZILCH, K.; PENKA, E.; CETL, V.: Schadenserkenkung an einer Spannbetonbrücke durch reflektorlose Deformationsmessungen. Festtagung aus Anlass des 60. Geburtstags des Herrn Prof. Dr. Ing. Radu BANCILA, 2005
- [ZALI05] ZAPRANIS, A.; LIVANIS, E.: Prediction Intervals for Neural Network Models. ICCOMP'05 Proceedings of the 9th WSEAS International Conference on Computers. Article No. 76, 2005
- [ZECH05] ZECH, M.: Brückenüberbauten mit zusätzlicher externer Vorspannung – Krafteinleitung über nachträglich anbetonierte Ankerblöcke. Universität Duisburg-Essen. Dissertation, 2005
- [ZEIS00] ZEISKE, K.: Vermessen leicht gemacht. Broschüre Firma Leica, 2000
- [ZHNC11] ZHOU, H. F.; NI, Y. Q.; KO, J. M.: Structural Damage Alarming Using Auto-associative Neural Network Technique: Exploration of Environment-tolerant Capacity and Setup of Alarming Threshold. Mechanical Systems and Signal Processing 25 (2011), S. 1508-1526
- [ZHND07] ZANARDO, G.; HAO, H.; XIA, Y.; DEEKS, A. J.: Evaluation of the Effectiveness of Strengthening Intervention by CFRP on MRWA Bridge No. 3014. Journal of Composites for Construction 11 (2007), S. 363-374
- [ZICH07] ZICHNER, T.: Instandsetzung der Koppelfugen von Spannbetonbrücken. In: Sanierung und Verstärkung von Massivbauten, 2007, S. 69-84
- [ZIWG09] ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER, C.: Monitoring im Betonbau. In: Betonkalender 2009 Teil 2, Ernst & Sohn
- [ZIZE10] ZILCH, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2. Auflage (2010). Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- [ZWWS06] ZILCH, K.; WEIHER, H.; WUNDERLICH, T.; SCHÄFER, T.: Verstärken einer Spannbetonbrücke mit externer Vorspannung, SVB und eingeschlitzten CFK-Lamellen – Langzeitüberwachung einer innovativen Baumaßnahme mithilfe eines objektorientierten Monitoringkonzepts. DGZfP-Berichtsband: Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, Berlin, 2006
- [ZZBE04] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.; BORCHERT, K.; ENDRES, B.; FISCHER, O.: Die Röslautalbrücke bei Schirnding – Innovative Verfahren zur Verstärkung einer Spannbetonbrücke. Bauingenieur 79 (2004), S. 589-595
- [ZZXL10] ZHOU, Z.; ZHANG, B.; XIA, K.; LI, X.; YAN, G.; ZHANG, K.: Smart film for Crack Monitoring of Concrete Bridges. Structural Health Monitoring 10 (2010), S. 275-289

Anhang A: Regressionsgleichungen

Funktion	Gleichung	Funktionsgraph
Potenzfunktion	$y = \beta_1 \cdot x^{\beta_2}$	
Exponentialfunktion	$y = \beta_1 \cdot e^{\beta_2 \cdot x}$	
Logarithmische Funktion Wurzelfunktion Monod-Hyperbel	$y = \beta_1 + \beta_2 \cdot \ln x$ $y = \beta_1 \cdot \frac{\beta_2 \sqrt{x}}{x}$ $y = \beta_1 \cdot \frac{x}{\beta_2 + x}$	
Hyperbel- bzw. Inversfunktion	$y = \beta_1 + \beta_2 \cdot \frac{1}{x}$	
Polynomfunktion	$y = \beta_1 + \beta_2 \cdot x + \beta_3 \cdot x^2$ $+ \dots + \beta_n \cdot x^n$	
Logistische Funktion Gompertz-Modell	$y = \frac{\beta_1}{1 + \beta_2 \cdot e^{\beta_3 \cdot x}}$ $y = \beta_1 \cdot e^{\beta_2 \cdot e^{\beta_3 \cdot x}}$	

Anhang B: Messdaten

Gesamter Messzeitraum

In Bild B 1 bis Bild B 12 sind die zeitlichen Verläufe aller, durch den Mittelwert jedes 15-Minuten-Intervalls verkehrskompensierten Sensordaten für den gesamten Messzeitraum vom 09.10.2013 bis zum 20.07.2014 dargestellt.

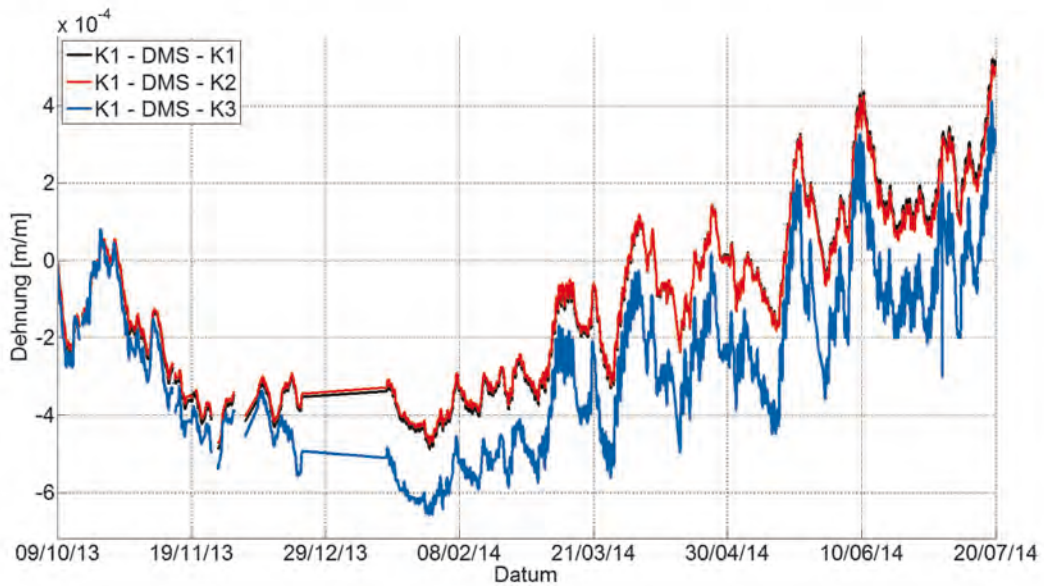


Bild B 1: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

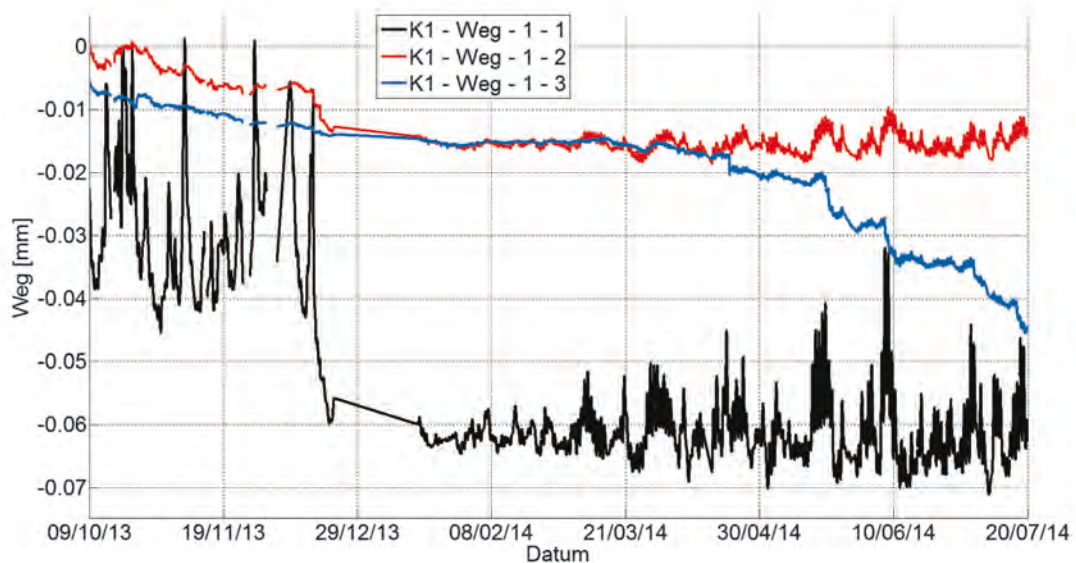


Bild B 2: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Längenänderungen des Betons genau über der Koppelfuge 1 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)



Bild B 3: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Längenänderungen des Betons im Abstand von 2,0 m zur Koppelfuge 1 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

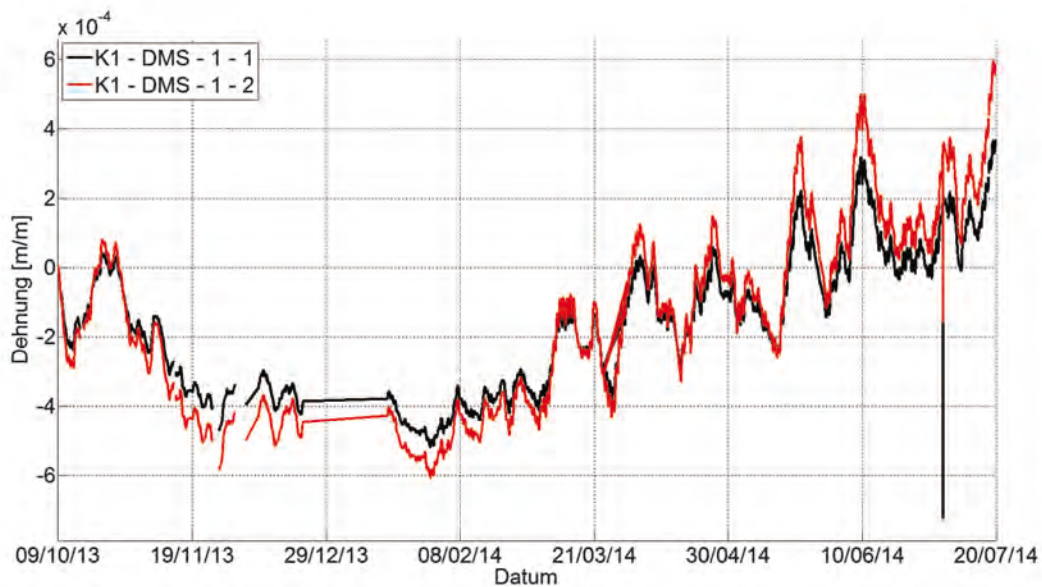


Bild B 4: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Stahldehnungen der durchgehenden Stahlflaschen an der Koppelfuge 1 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

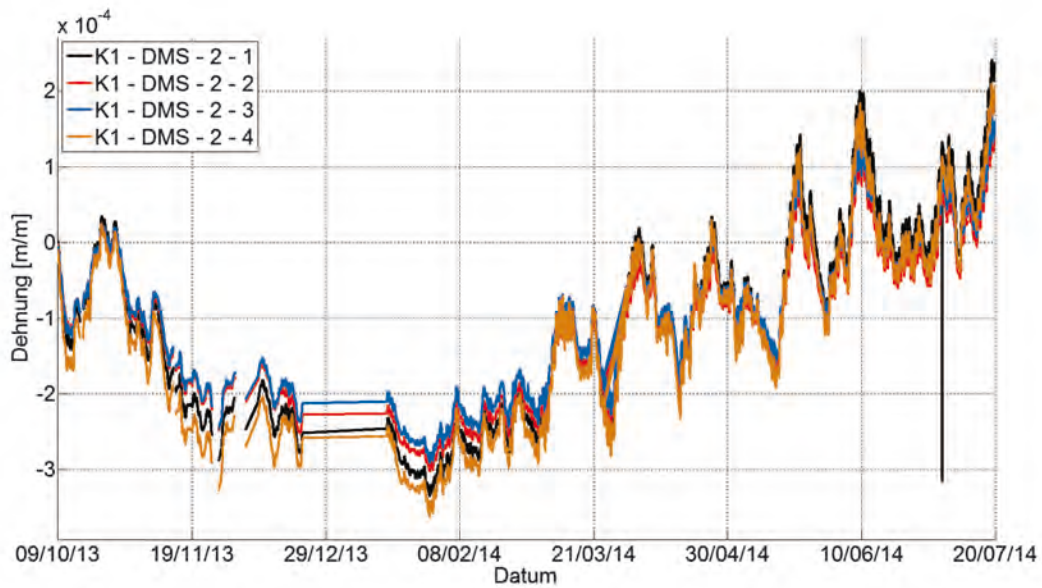


Bild B 5: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Stahldehnungen der zusätzlichen Stahllaschen an der Koppelfuge 1 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)



Bild B 6: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten vertikalen Beschleunigungen an der Koppelfuge 1 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

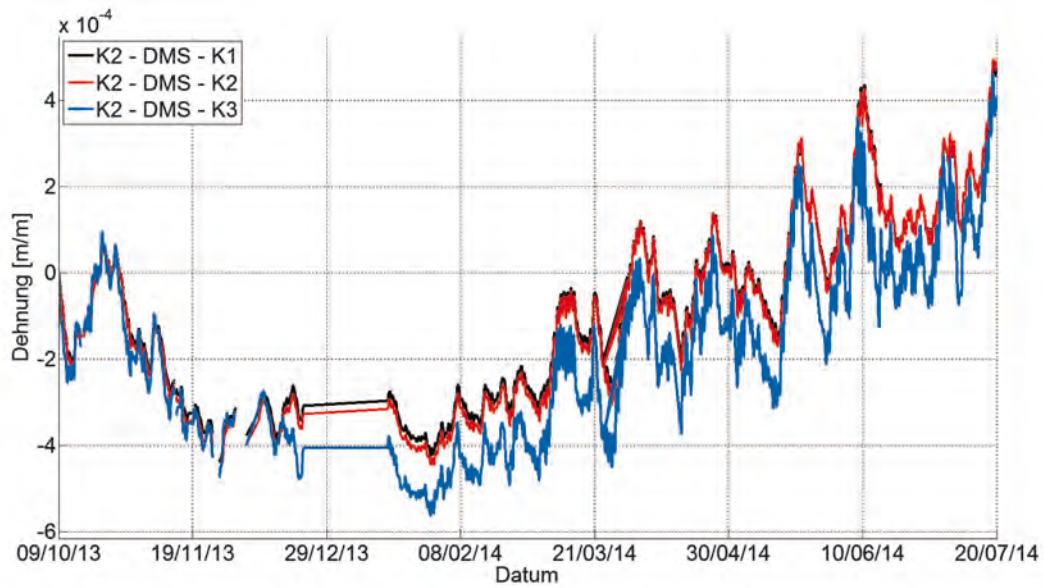


Bild B 7: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 2 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

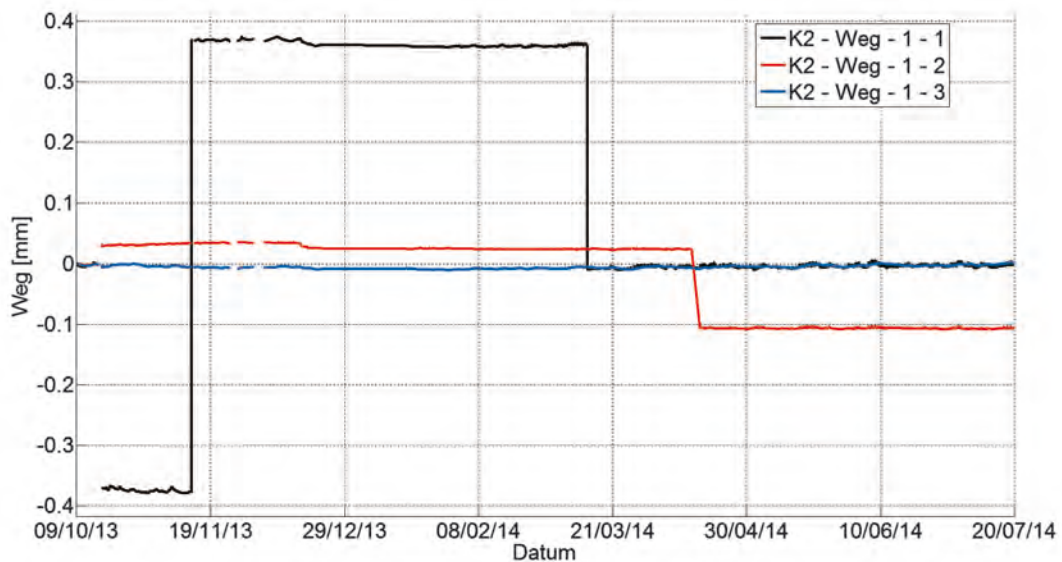


Bild B 8: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Längenänderungen des Betons genau über der Koppelfuge 2 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

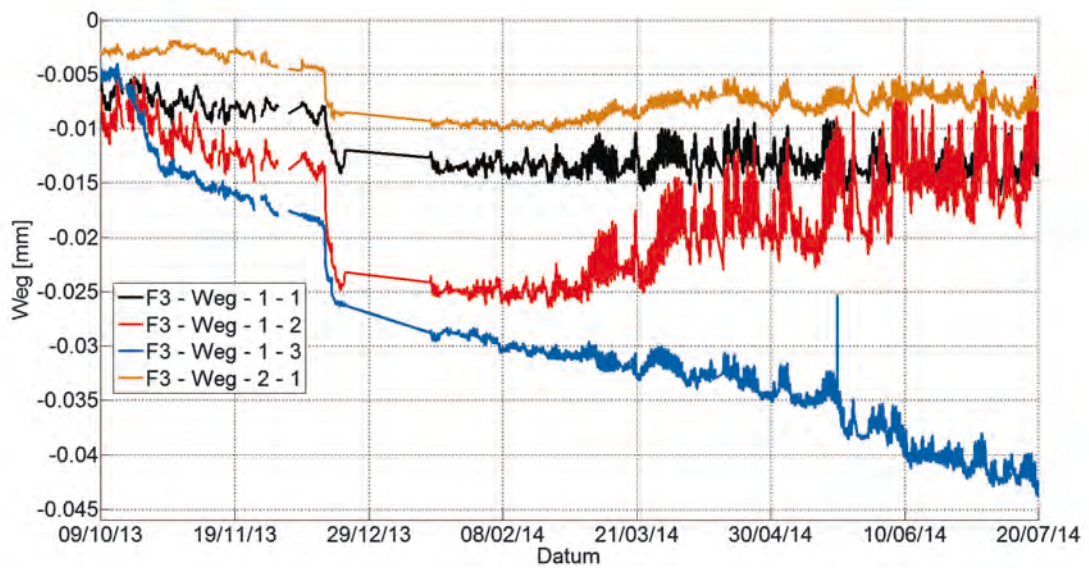


Bild B 9: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Längenänderungen des Betons im Feld 3 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

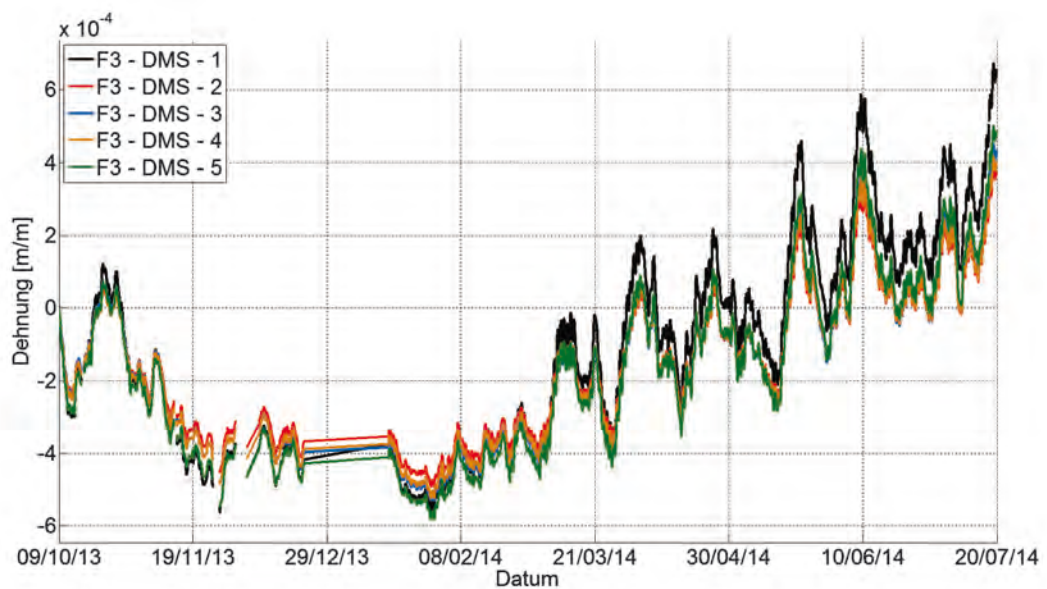


Bild B 10: Zeitlicher Verlauf der verkehrskompensierten Stahldehnungen der durchgehenden Stahllaschen im Feld 3 (Mittelwerte aus jedem 15-Minuten-Intervall)

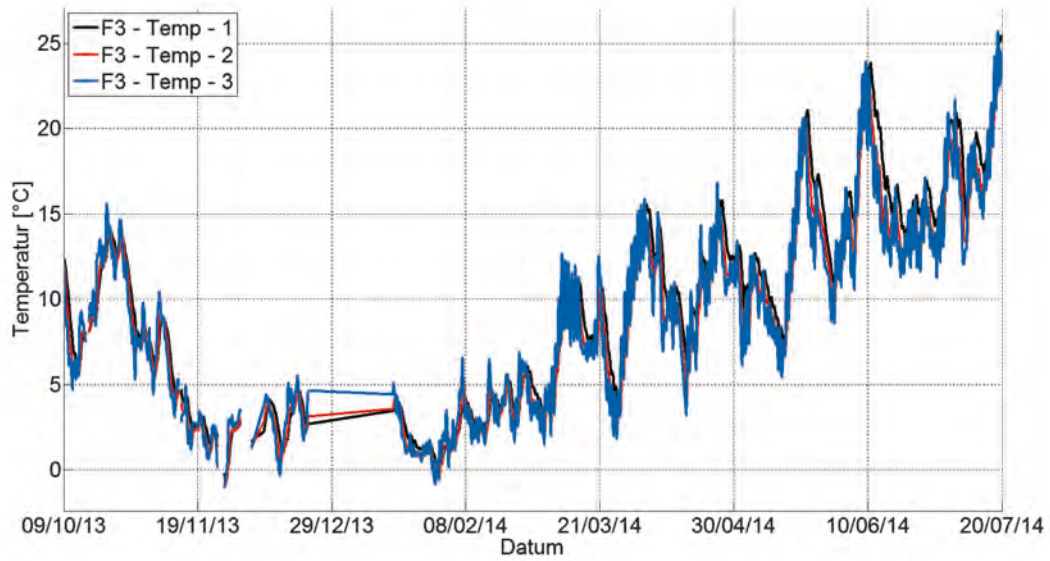


Bild B 11: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Bauteiltemperaturen im Feld 3 (15-Minuten-Intervall)

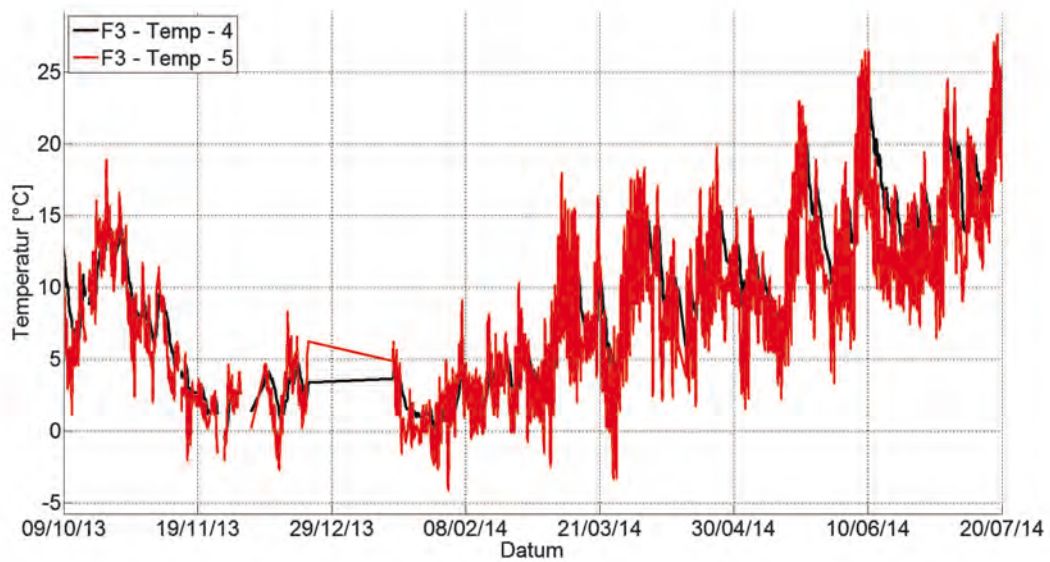


Bild B 12: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Lufttemperaturen im Feld 3 (15-Minuten-Intervall)

Erster Belastungsversuch

In Bild B 13 bis Bild B 29 sind die zeitlichen Verläufe aller Sensorwerte (Rohdaten) für die erste Probelastung am 27.11.2013 dargestellt. Die Verläufe enthalten die Messwerte sowohl für die statische Belastungsanordnung als auch für die Überfahrten mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten.

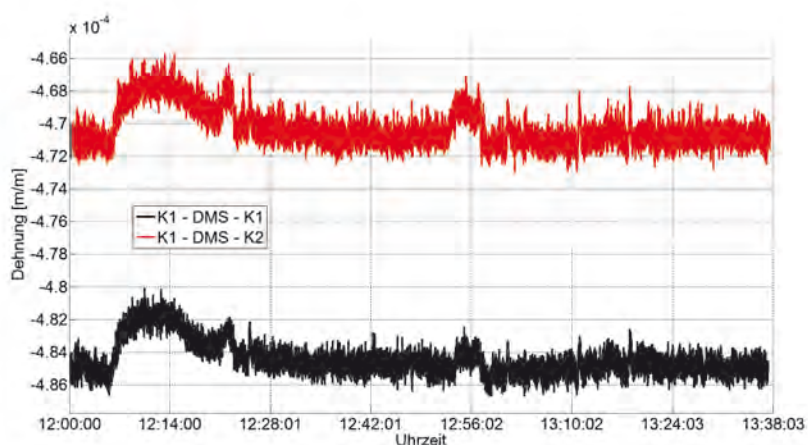


Bild B 13: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

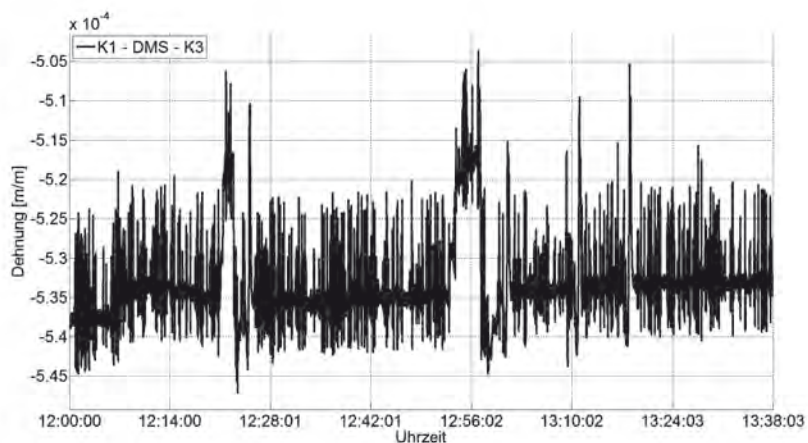


Bild B 14: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

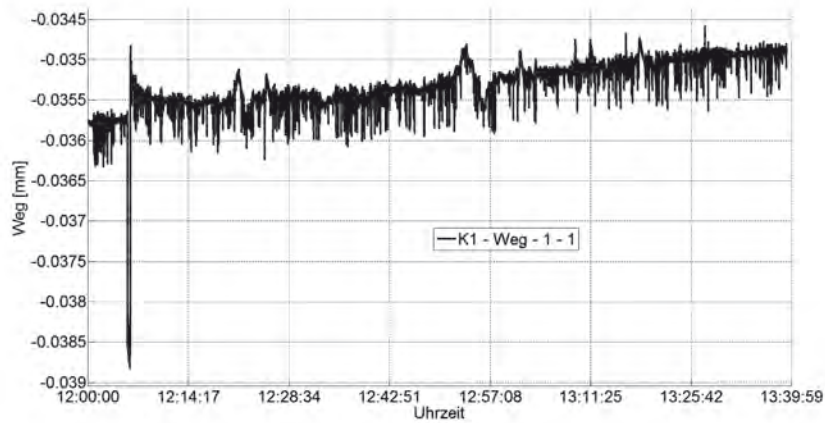


Bild B 15: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

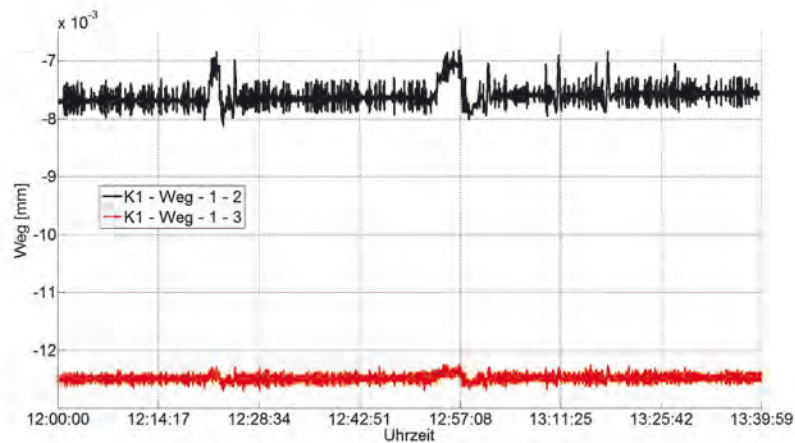


Bild B 16: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

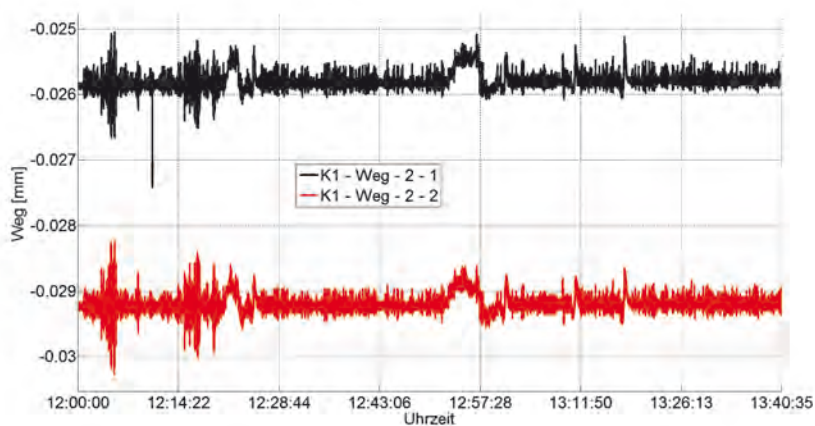


Bild B 17: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

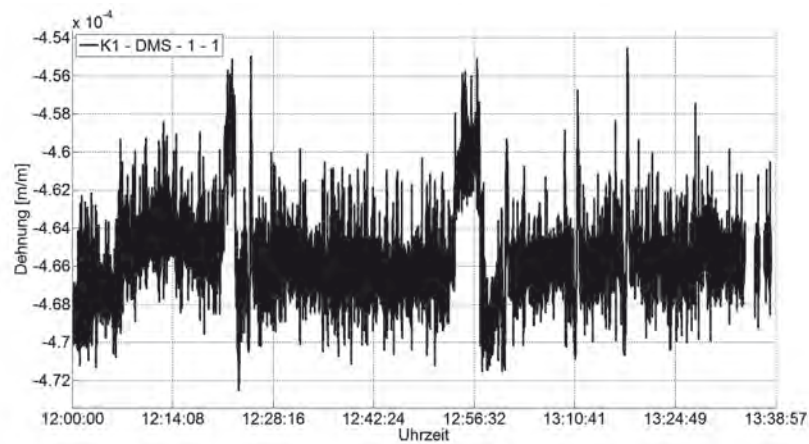


Bild B 18: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnung an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

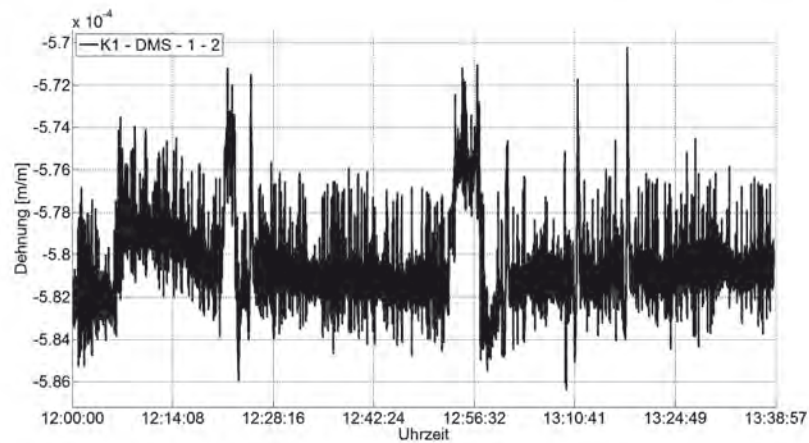


Bild B 19: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnung an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

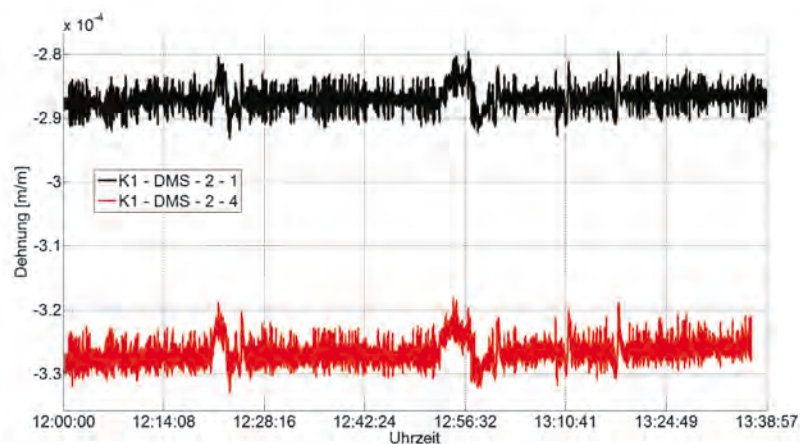


Bild B 20: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

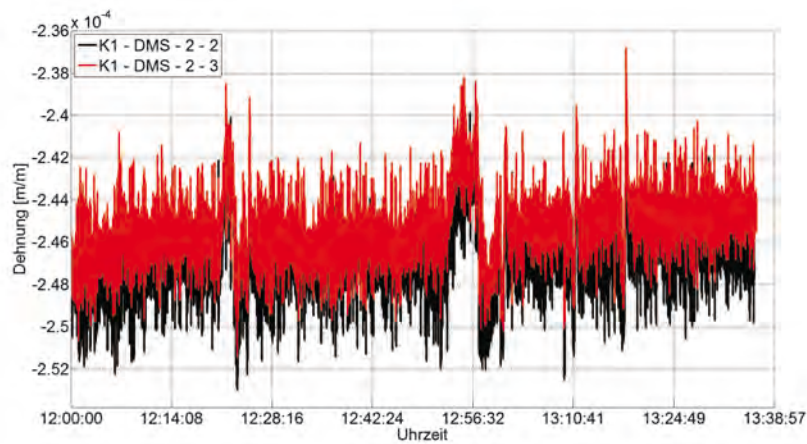


Bild B 21: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen an der Koppelfuge 1 während der ersten Probelastung

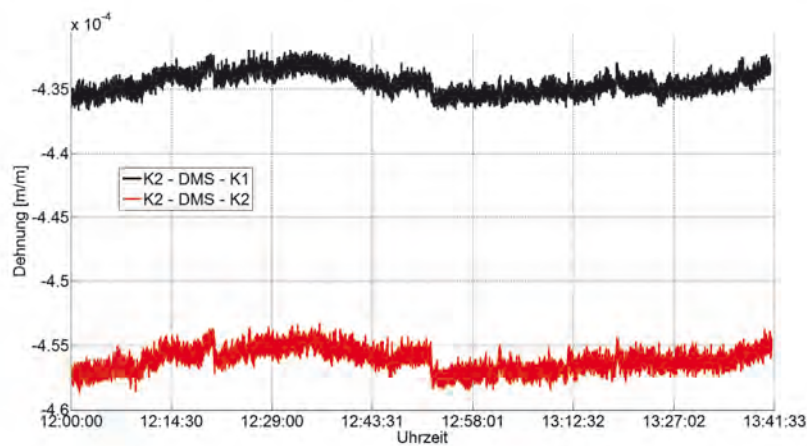


Bild B 22: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 2 während der ersten Probelastung

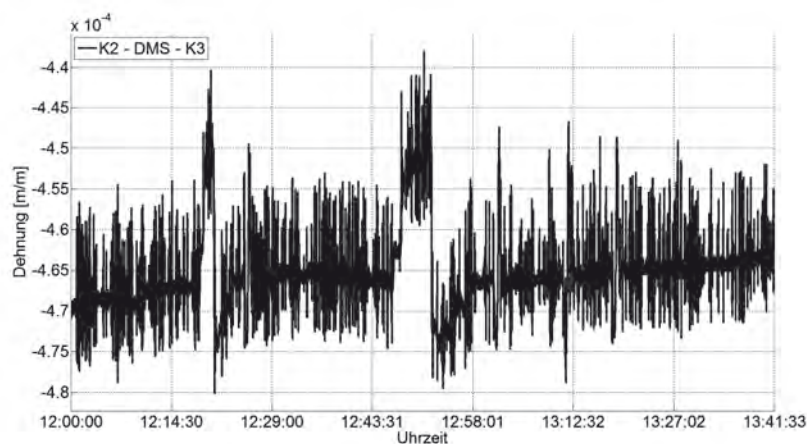


Bild B 23: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnung an der Koppelfuge 2 während der ersten Probelastung

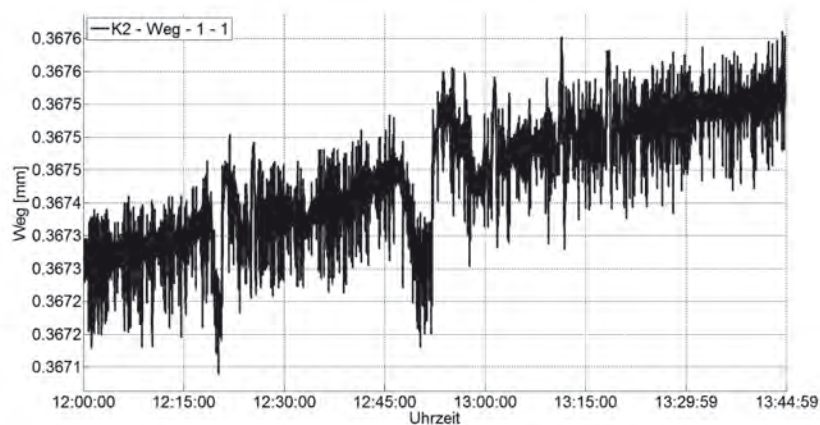


Bild B 24: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 2 während der ersten Probelastung

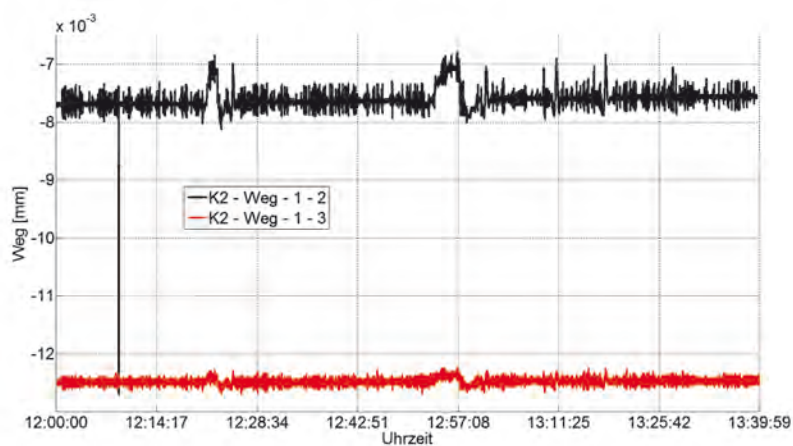


Bild B 25: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 2 während der ersten Probelastung

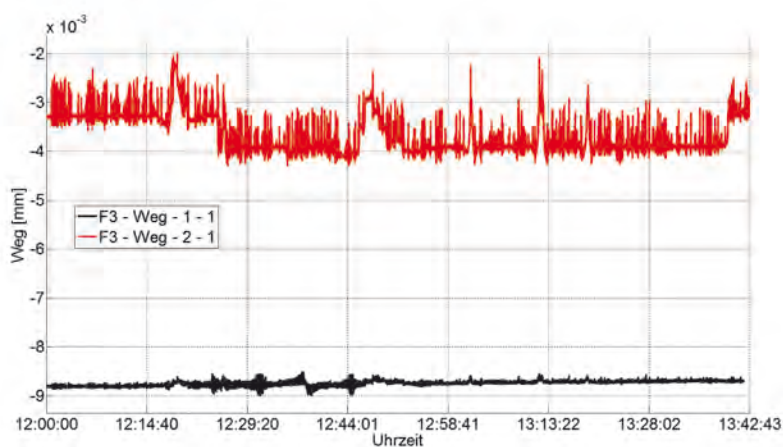


Bild B 26: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons im Feld 3 während der ersten Probelastung

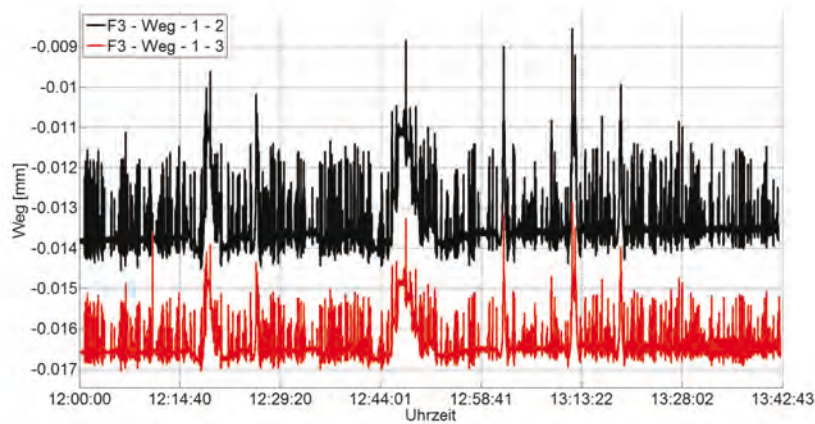


Bild B 27: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons im Feld 3 während der ersten Probelastung

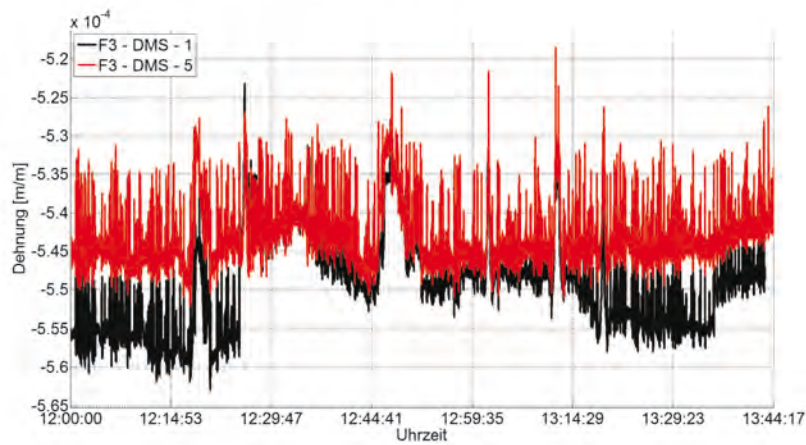


Bild B 28: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen im Feld 3 während der ersten Probelastung

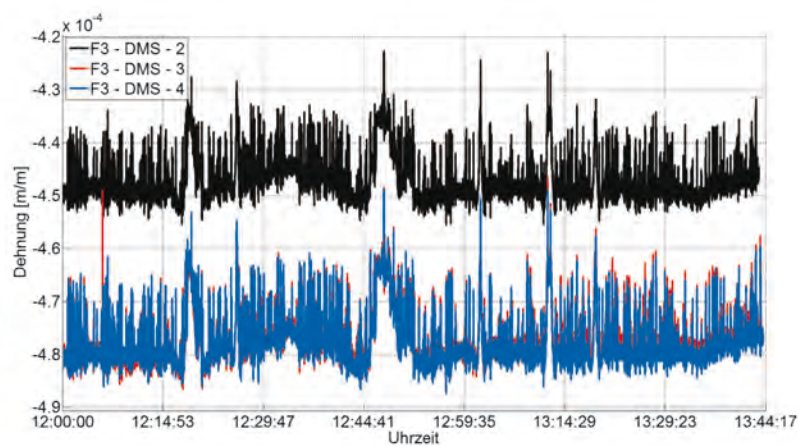


Bild B 29: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen im Feld 3 während der ersten Probelastung

Zweiter Belastungsversuch

In Bild B 30 bis Bild B 46 sind die zeitlichen Verläufe aller Sensorwerte (Rohdaten) für die zweite Probelastung am 13.03.2014 dargestellt. Die Verläufe enthalten die Messwerte sowohl für die statische Belastungsanordnung als auch für die Überfahrten mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten.

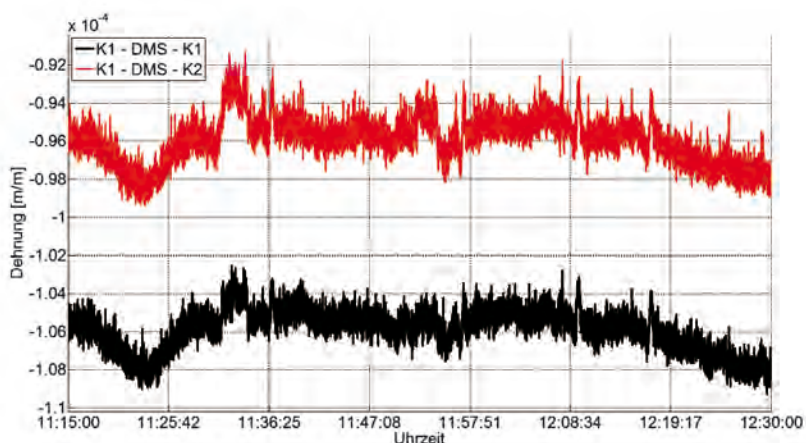


Bild B 30: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

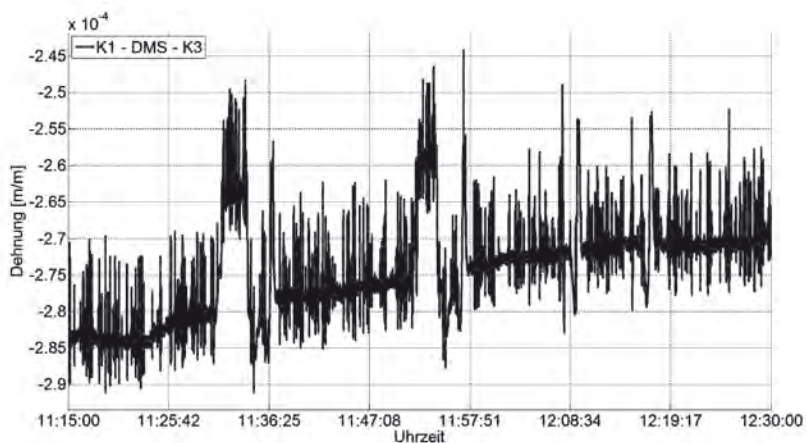


Bild B 31: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

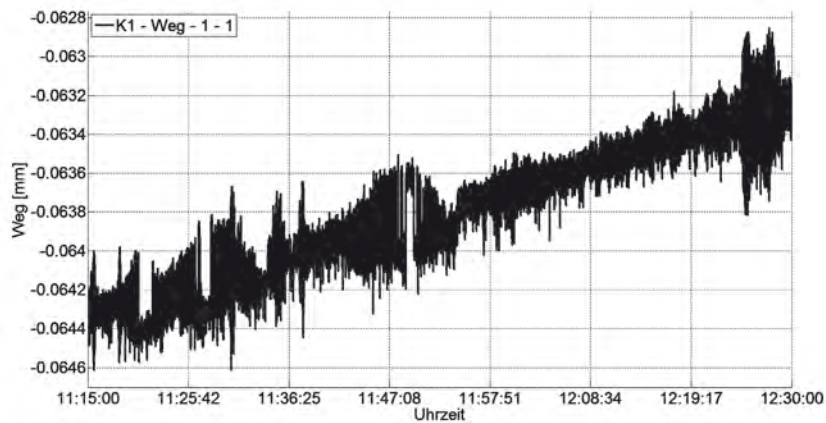


Bild B 32: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderung des Betons an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

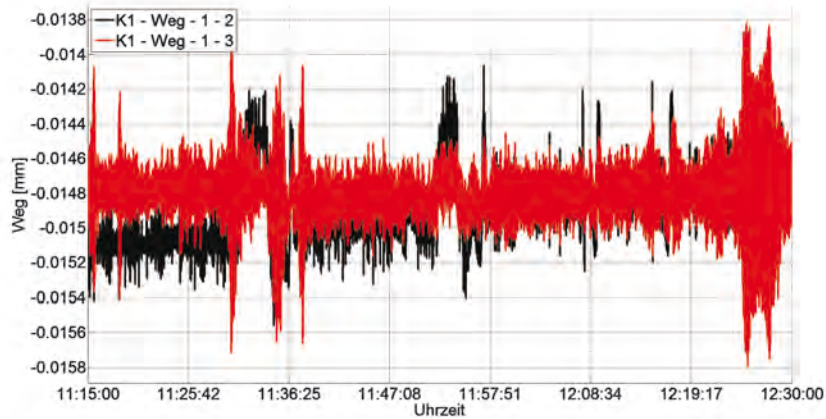


Bild B 33: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

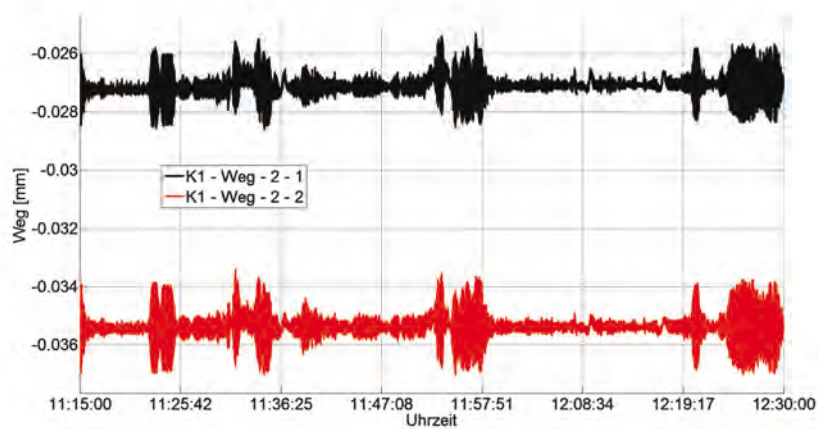


Bild B 34: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

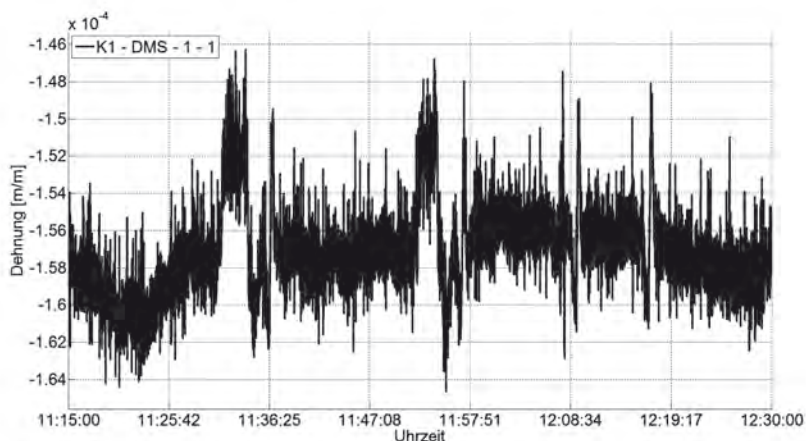


Bild B 35: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnung an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

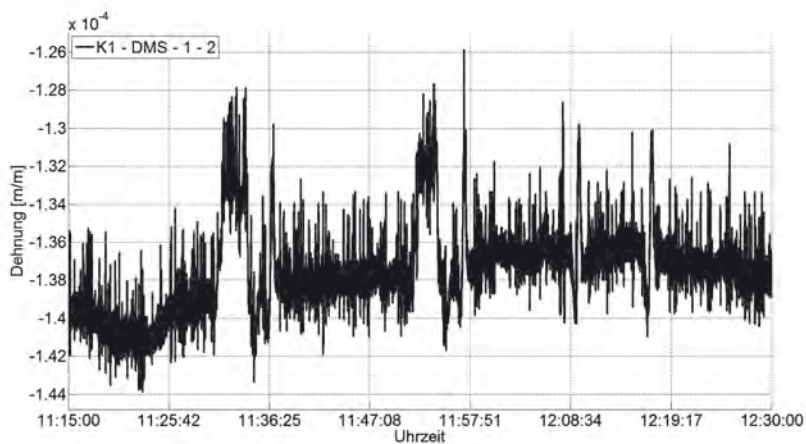


Bild B 36: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnung an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

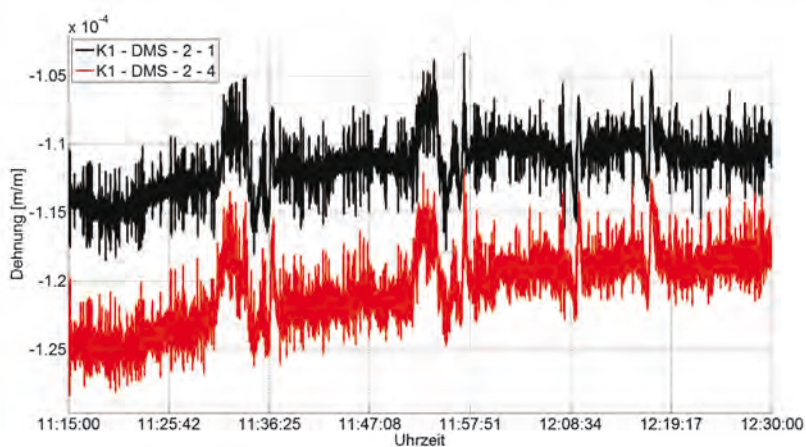


Bild B 37: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

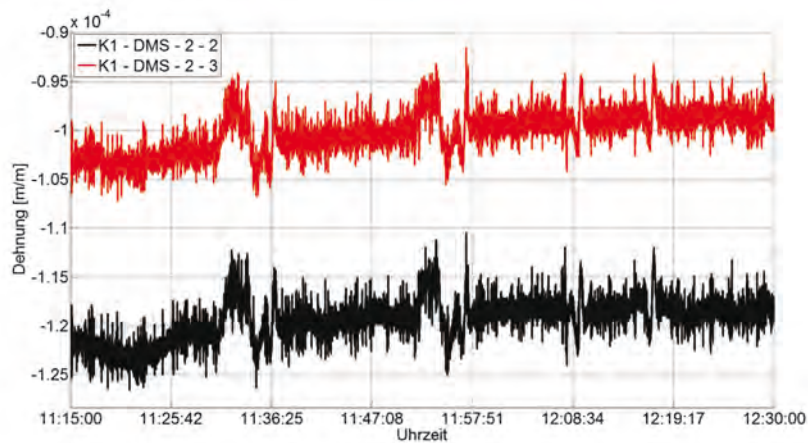


Bild B 38: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen an der Koppelfuge 1 während der zweiten Probelastung

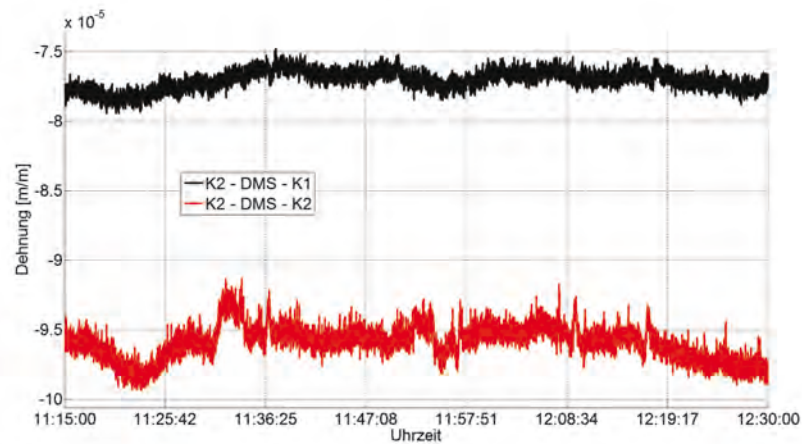


Bild B 39: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 2 während der zweiten Probelastung

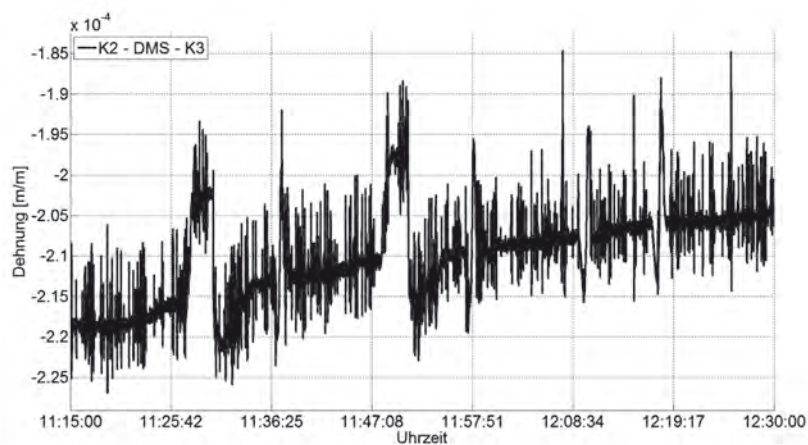


Bild B 40: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Spannstahldehnung an der Koppelfuge 2 während der zweiten Probelastung

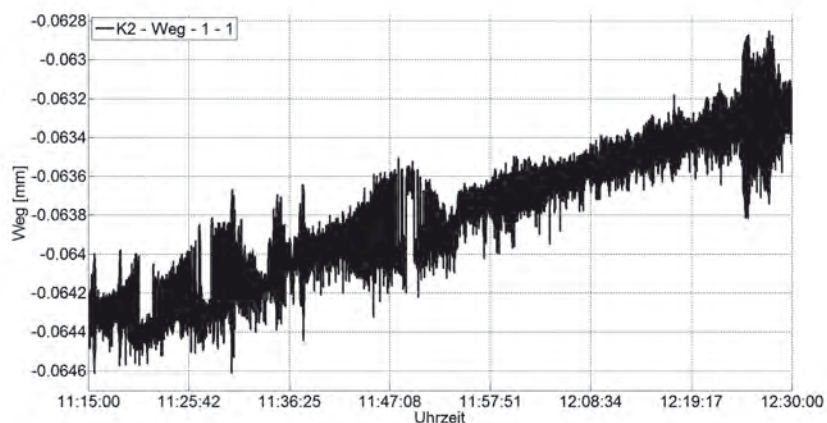


Bild B 41: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderung des Betons an der Koppel-
fuge 2 während der zweiten Probelastung

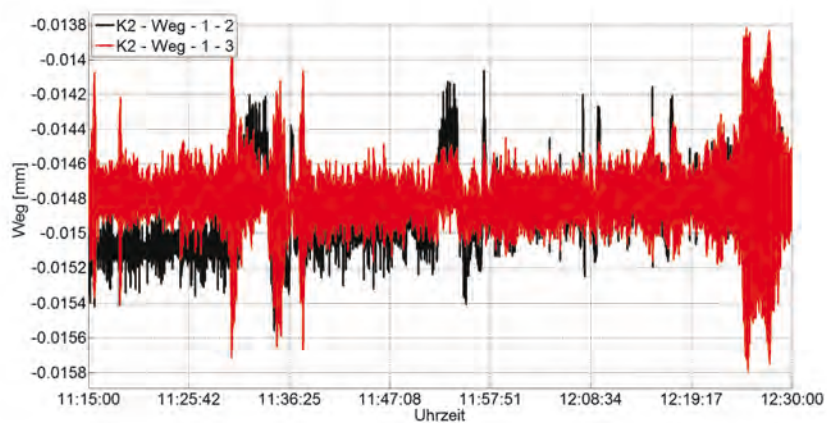


Bild B 42: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons an der Koppel-
fuge 2 während der zweiten Probelastung

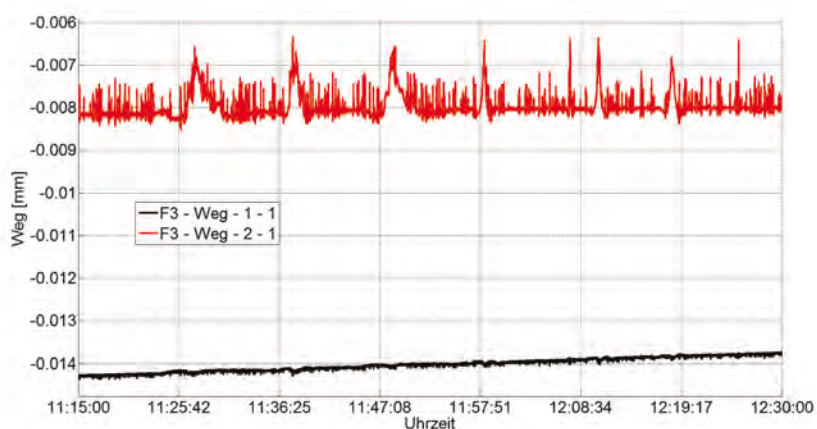


Bild B 43: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons im Feld 3
während der zweiten Probelastung

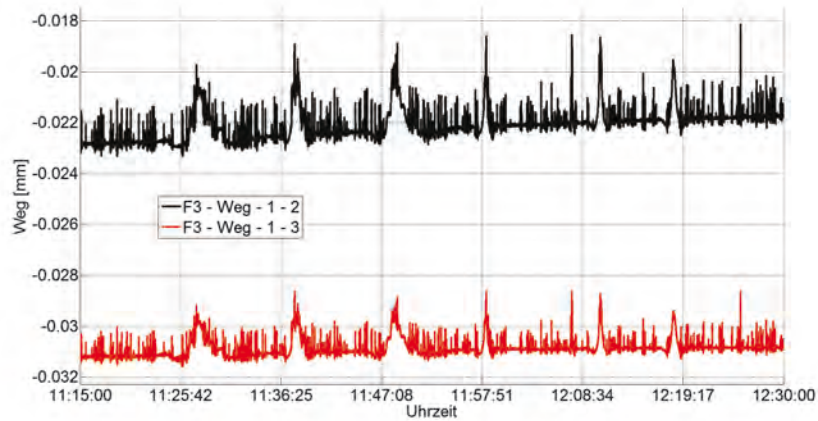


Bild B 44: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Längenänderungen des Betons im Feld 3 während der zweiten Probelastung

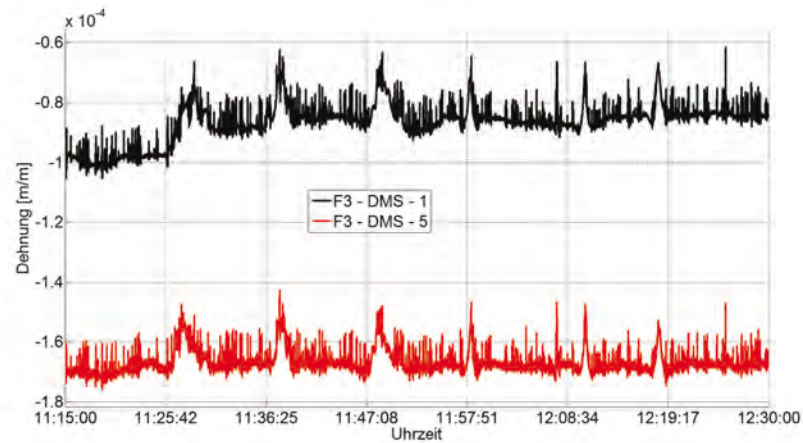


Bild B 45: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen im Feld 3 während der zweiten Probelastung

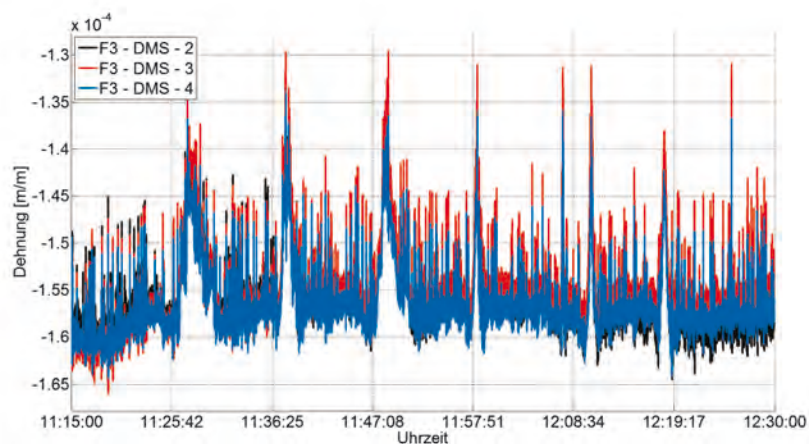


Bild B 46: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Stahlaschendehnungen im Feld 3 während der zweiten Probelastung

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2009

- B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln
Blosfeld € 17,50
- B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50
- B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen
Weschpennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50
- B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 21,00
- B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk
Müller € 14,00
- B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

- B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien
Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln

Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse

Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand

Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)

Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton

Nguyen, Freitag € 13,50

2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie

Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutteinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard

Eilers, Quaas, Staack € 14,00

2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung

Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel

Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Hegger, Reißer € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen
Friedrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken
Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse
Borrmann, Fischer, Dori, Wild
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken
Neumann, Rauert € 18,50

B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken
Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken
Müller € 15,00

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen
Placzek, Pohl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennerberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennerberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7
28195 Bremen
Tel. (0421) 3 69 03-53
Fax (0421) 3 69 03-48
www.schuenemann-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.