

Überwachungskonzepte für Brückenverstärkungen – Notwendigkeit, Grundlagen und messtechnische Umsetzung

Der Fakultät für Ingenieurwissenschaften,
Abteilung Bauwissenschaften
der Universität Duisburg-Essen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
vorgelegte und genehmigte

DISSERTATION

von

Michael Peeters, M. Sc.
aus Mülheim an der Ruhr

Essen 2017

Michael Peeters, M. Sc.

Der Lebenslauf ist in der Online-Version aus Gründen des Datenschutzes nicht enthalten.

Hauptreferent:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held
Korreferent:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser
Tag der Einreichung:	13.07.2017
Tag der mündlichen Prüfung:	20.10.2017

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen. Teile dieser Arbeit beruhen auf den Vorarbeiten der von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geförderten Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotentiale von Brückenbauwerken aus Beton“ (FE 15.0510/2011/DRB) und „Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton“ (FE 15.0543/2011/LRB). Dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) sowie der BASt danke ich dafür.

Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held danke ich herzlich für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung während meiner gesamten Tätigkeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser danke ich sehr für die freundliche Übernahme des Korreferats sowie für sein großes Interesse an dieser Arbeit.

Mein herzlicher Dank gilt den Kolleginnen und Kollegen am Institut für Massivbau. Für die vielen fachlichen Diskussionen und entstandenen Freundschaften möchte ich insbesondere Jan-Eric Habersaat, Björn Karczewski, Melanie Prager und Daniel Steiner danken. Stellvertretend für das gesamte Institut sei Angelika Eßer und Torsten Welsch für die kollegiale Zusammenarbeit und die tolle Arbeitsatmosphäre gedankt.

Ganz besonders danke ich meinen Eltern für ihre außerordentlich Unterstützung und den starken Rückhalt auf meinem gesamten bisherigen Lebensweg.

Mülheim an der Ruhr, im Februar 2018

Michael Peeters

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
1.1	Motivation	1
1.2	Stand der Forschung	4
1.2.1	Zustandsbewertung von Brücken	4
1.2.2	Monitoring / Bauwerksüberwachung	5
1.2.3	Messdatenanalyse.....	9
1.3	Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	20
2	EVALUIERUNG DES VERSTÄRKUNGSBEDARFS BESTEHENDER MASSIVBRÜCKEN	23
2.1	Grundlage und Abgrenzung	23
2.1.1	Risikobewertung	25
2.2	Verstärkungsbedarf relevanter Massivbrücken	32
2.2.1	Datengrundlage	32
2.2.2	Methodik des Vorgehens.....	35
2.2.3	Darstellung und Bewertung des Verstärkungsbedarfs	36
3	VERSTÄRKUNGEN BESTEHENDER MASSIVBRÜCKEN	47
3.1	Gründe für das Erfordernis einer Verstärkung	47
3.2	Verstärkungsverfahren und -techniken	53
3.2.1	Zusätzliche (externe) Vorspannung	54
3.2.2	Geklebte Bewehrung (CFK-Lamellen, Stahllaschen).....	57

3.2.3	Ergänzung der Druckzone (Ortbetoneergänzung).....	61
3.2.4	Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung..	62
3.2.5	Zusätzliche Bewehrung in Nuten.....	64
3.2.6	Stabspannglieder und Schublaschen aus Stahl	66
3.2.7	Vorauswahl geeigneter Verstärkungstechniken	67
4	ÜBERWACHUNGSKONZEPT(E) FÜR TRAGFÄHIGKEITSRELEVANTE VERSTÄRKUNGEN VON MASSIVBRÜCKEN	69
4.1	Notwendigkeit und Nutzen der Überwachung	69
4.2	Grundlegende Überwachungsansätze	70
4.2.1	Direkte Überwachung.....	71
4.2.2	Indirekte Überwachung	72
4.3	Möglichkeiten der messtechnischen Umsetzung	74
4.3.1	Grundlegende Messparameter	75
4.3.2	Zusätzliche (externe) Vorspannung.....	78
4.3.3	Geklebte Bewehrung (CFK-Lamellen, Stahllaschen)	82
4.3.4	Ergänzung der Druckzone (Ortbetoneergänzung).....	85
4.3.5	Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung..	87
4.3.6	Zusätzliche Bewehrung in Nuten.....	88
4.3.7	Stabspannglieder und Schublaschen zur Querkraftverstärkung	88
4.3.8	Zusammenfassung und Auswertung.....	90
4.4	Entwicklung des Überwachungskonzeptes	93
4.4.1	Allgemeines	93
4.4.2	Überwachungsansätze und deren Umsetzung	95

5	IMPLEMENTIERUNG DES ÜBERWACHUNGSKONZEPTES AN EINER SPANNBETONBRÜCKE	103
5.1	Beschreibung der Brücke.....	103
5.1.1	Weitere Konstruktionsangaben	104
5.1.2	Erhaltungsmaßnahmen	105
5.1.3	Brückennachrechnung	106
5.1.4	Verstärkungsmaßnahmen	107
5.2	Adaption des Überwachungskonzeptes	109
5.3	Messtechnische Umsetzung.....	111
5.3.1	Voruntersuchungen	111
5.3.2	Messdatenerfassungssystem.....	113
5.3.3	Installation der Sensorik.....	115
5.4	Datenerfassung und -vorverarbeitung.....	121
5.4.1	Allgemeines.....	121
5.4.2	Probebelastungen	121
5.4.3	Kompensation der Verkehrs- und Temperatureinflüsse.....	123
5.5	Verifizierung anhand der kurzfristigen Überwachung.....	127
5.5.1	Beurteilung zum Zeitpunkt des Vorspannens	127
5.5.2	Beurteilung anhand von Referenzzuständen	130
5.6	Verifizierung anhand der langfristigen Überwachung	132
5.6.1	Festlegung der Prädiktionsintervalle.....	133
5.6.2	Dauerhafte Überwachung der Funktionsfähigkeit	138
5.6.3	Optimierung der Prädiktionsintervalle	142
6	BEURTEILUNG DES ÜBERWACHUNGSKONZEPTES UND ERKENNTNISGEWINN	147

6.1	Allgemeines	147
6.1.1	Messdatenerfassung.....	147
6.1.2	Messdatenvorverarbeitung.....	148
6.1.3	Messdatenanalyse	149
6.1.4	Planung und Umsetzung des Überwachungskonzeptes.....	150
6.2	Kurzfristige Überwachung.....	150
6.3	Langfristige Überwachung.....	151
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	153
7.1	Zusammenfassung.....	153
7.2	Ausblick.....	156
8	LITERATURVERZEICHNIS	159
ANHANG A:	AUSMAß-HÄUFIGKEITS-DIAGRAMME	174
ANHANG B:	BELASTUNGSPROGRAMM DER PROBEBELASTUNG.....	180
ANHANG C:	MESSWERTVERLÄUFE	181

Glossar

Begriff	Definition / Erklärung
Bauwerksprüfung	Bezeichnet die in der DIN 1076 geregelten und regelmäßig stattfindenden Überprüfungen des Zustandes von Brücken im Bundesfernstraßennetz.
Bauwerksüberwachung	Bezeichnet gemäß der DIN 1076 die jährlich durchzuführende Besichtigung sowie die im Rahmen der Streckenkontrolle laufende Überwachung von Brücken im Bundesfernstraßennetz.
Dehnung	Relative Längenänderung eines Körpers (bzgl. der Ausgangslänge), die zu einer Verlängerung des Körpers führt (positive Dehnung)
Erhaltungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahme	Summe baulicher Maßnahmen bzw. Arbeiten, die den planmäßigen Zustand von Bauwerken und Bauwerksteilen sicherstellen bzw. ihren ursprünglichen Zustand wiederherstellen.
Erhaltungsmanagement	Strategie (Maßnahmenprogramm) zur systematischen Erhaltung der dauerhaften Funktionsfähigkeit von Ingenieurbauwerken der Bundesfernstraßen vor dem Hintergrund eines zielgerichteten Einsatzes der verfügbaren finanziellen Mittel. Die Grundlage der Bauwerkserhaltung bilden Bauwerks-, Schadens- und Zustandsdaten.
Messdaten	Synonym für den Begriff Messwert.

Messdatenanalyse	Auswertung/Analyse von erfassten Messdaten hinsichtlich einer definierten Aufgabe mit geeigneten Analyseverfahren.
Messdatenerfassungssystem	System zur Erfassung, Speicherung und Übertragung von Messdaten.
Messgröße	Physikalische oder chemische Größe bzw. Eigenschaft eines Bauteils bzw. Komponenten einer Konstruktion.
Messparameter	Synonym für den Begriff Messgröße.
Messwert	Wert einer Messgröße, der von einem Messgerät (Sensor) bzw. einer Messeinrichtung erfasst wird. Der Wert wird als Produkt aus Zahlenwert und Einheit angegeben.
Messwertverlauf	Kontinuierliche Aufzeichnung von Messwerten.
Monitoring	Ganzheitliches Konzept zur messtechnischen Überwachung von Bauwerken und Bauwerksteilen. Monitoring umfasst die Planung der Überwachung, die kontinuierliche Erfassung, Speicherung und Weitergabe der Messdaten sowie ihre Auswertung und Interpretation.
Restnutzungsdauer	Anzahl der Jahre bis zur voraussichtlichen Erneuerung des Bauwerks oder von Bauwerksteilen.
Risiko	Maß für das Zusammenwirken von Auftretenswahrscheinlichkeit einer definierten Gefährdung und der Größe der Schadensfolge.
Risikomatrix	Schema/Methode zur qualitativen Bewertung von Risiken auf der Grundlage von Diagrammen, in denen Schadenshäufigkeiten dem Schadensausmaß gegenübergestellt werden.
Risikozahl	Zahlenwert des Produkts der Schadenshäufigkeit und des Schadensausmaßes zur quantitativen Bewertung von

	Risiken (Erweiterung der Risikomatrix)
Sensor	Technisches Messgerät, das physikalische oder chemische Eigenschaften eines Bauteils oder der Umgebung erfasst.
Sensorik	Anwendung bzw. Einsatz von Sensoren zur Messdatenerfassung.
Stauchung	Relative Längenänderung eines Körpers (bzgl. der Ausgangslänge), die zu einer Verkürzung des Körpers führt (negative Dehnung)
Überwachungskonzept	Synonym für den Begriff Monitoring.
Verstärkung	Erhöhung der vorhandenen Tragfähigkeit eines Bauteils oder Bauwerks aufgrund seines schlechten Zustandes, höherer Einwirkungen oder neuer Anforderungen aus Regelwerken und Vorschriften.
Verstärkungsmaßnahme	Gesamte bauliche Umsetzung einer Verstärkung.
Verstärkungstechnik	Technik zur konkreten Umsetzung von Verstärkungsverfahren, die in entsprechenden Normen, Richtlinien oder Zulassungen geregelt ist.
Verstärkungsverfahren	Grundlegende Möglichkeiten bzw. technische Verfahren zur Verstärkung eines Bauwerks oder Bauteils.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Ein leistungsfähiges Fernstraßennetz bildet die Grundlage zur Sicherstellung der notwendigen Mobilität für den Wirtschaftsstandort Deutschland. Verkehrsbehinderungen durch Baustellen sowie Verkehrsbeschränkungen bis hin zu Sperrungen ganzer Teilabschnitte führen zu enormen volkswirtschaftlichen Folgekosten und negativen Auswirkungen für die Umwelt [BMV114]. Innerhalb des Fernstraßennetzes kommt den Brückenbauwerken, insbesondere aufgrund ihres hohen Anlagevermögens und ihrer langen geplanten Nutzungsdauer von hundert Jahren, eine besondere Stellung zu. Brücken erfordern einen hohen finanziellen und personellen Aufwand zur Sicherstellung der Verfügbarkeit, der Funktionsfähigkeit sowie der Gewährleistung der geplanten Nutzungsdauer. Im Rahmen des aktuellen Bundesverkehrswegeplans 2030 [BVWP16], der das politische Planungsinstrument für Investitionen in die Verkehrsinfrastruktur des Bundes bis 2030 darstellt, werden für die Brückenerhaltung und Brückenmodernisierung etwa 12,89 Mrd. Euro vorgesehen [Marz16].

Im Zuge der deutschen Bundesfernstraßen (Bundesautobahnen und Bundesstraßen) befinden sich derzeit etwa 39.500 Brückenbauwerke (ca. 52.000 Teilbauwerke) mit einer Brückenfläche von über 30 Mio. m² und einem Neubauwert von über 60 Mrd. Euro [Marz16]. Bezogen auf die Brückenfläche entfallen dabei ca. 87 % auf Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, ca. 7 % auf Stahlverbundbrücken und ca. 6 % auf Stahlbrücken. Die Altersstruktur des Brückenbestandes repräsentiert die Entwicklung des Brückenbaus in Deutschland mit einer Zunahme der Bautätigkeit nach dem Zweiten Weltkrieg und einem weitergehenden Anstieg im Zuge des Wirtschaftsaufschwungs in Westdeutschland bis zum Höhepunkt der Brückenbautätigkeit zwischen 1970 und 1975. Nahezu zwei Drittel des Brückenbestandes der alten Bundesländer wurde bereits vor 1985 erbaut und weist demnach ein Alter von 30 bis 55 Jahren auf [Naum11]. Im Gegensatz dazu kam es in den neuen Bundesländern erst im Zuge der deut-

schen Wiedervereinigung zum großflächigen Ausbau des Verkehrsnetzes ab 1990, sodass die Altersstruktur des Brückenbestandes der neuen Bundesländer deutlich jünger ist.

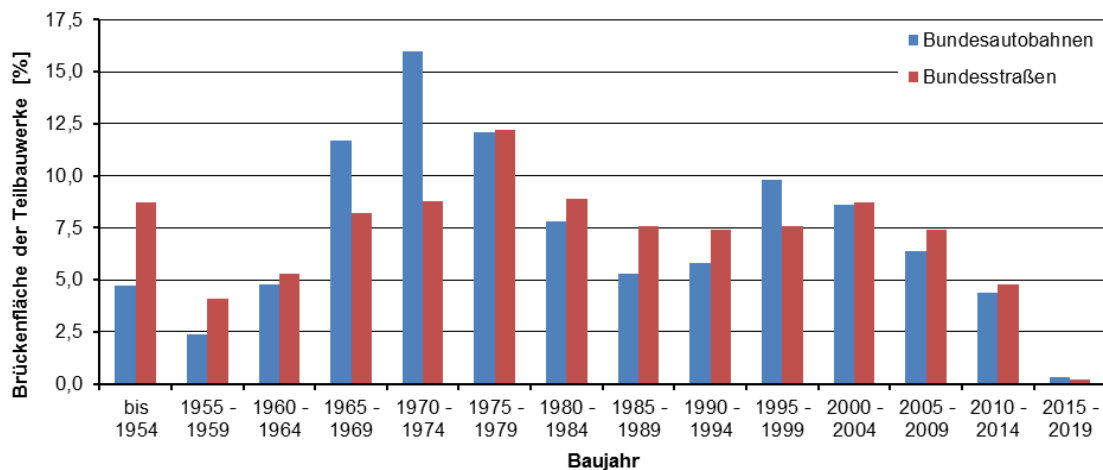


Bild 1.1: Altersstruktur der Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen nach [Cold13, Marz16]; Stand: 03/2016

Da der Neubau von Brücken im Bundesfernstraßennetz als nahezu abgeschlossen angesehen werden kann, steht seit einiger Zeit die Erhaltung der vorhandenen Infrastruktur im Vordergrund und wird auch den zukünftigen Ingenieuralltag zunehmend bestimmen [Marz16]. Die ungünstige Entwicklung der Altersstruktur und die damit verbundenen Abnutzungserscheinungen und Schäden sowie die stetige Steigerung der Verkehrsbeanspruchung, insbesondere durch den Schwer- bzw. Güterverkehr, führen zu einem Instandsetzungs- und Erhaltungsbedarf bei etwa 25 % der Brückenfläche des Bestandes [BMVI14]. Die im Bundesverkehrswegeplan vorgesehenen finanziellen Mittel müssen daher sinnvoll mit Hilfe eines effizienten und effektiven Erhaltungsmanagements eingesetzt werden.

Eine wesentliche Aufgabe innerhalb des Erhaltungsmanagements ist die Bereitstellung von Grundlagen für die Entscheidungsfindung von Erhaltungs- und/oder Verstärkungsmaßnahmen sowie von einheitlichen Kriterien und Methoden für deren Umsetzung. Dabei sind Empfehlungen für die Beurteilung des Verstärkungsbedarfs bzw. der Notwendigkeit von Verstärkungen bestehender Brückenbauwerke von besonderem Interesse. Die Grundlage für die Erhaltungsplanung bilden in erster Linie die Bauwerks-, Schadens- und Zustandsdaten, die im Rahmen der regelmäßig stattfindenden Bauwerksprüfungen erfasst und dokumentiert werden (siehe Kap. 1.2.1). Zur Erweiterung dieser Grundlagen für die Entscheidungsfindung können

beispielsweise weitergehende Untersuchungen auf der Basis der vorhandenen Daten genutzt werden, um Empfehlungen für die Beurteilung des Verstärkungsbedarfs von Brücken aus Beton zu erarbeiten.

Es ist bekannt, dass aufgrund der vorhandenen Brückenschäden und der steigenden Verkehrszahlen, insbesondere des Güterverkehrs, in den letzten Jahren bereits viele Brückenbauwerke verstärkt wurden und in der Zukunft noch verstärkt werden müssen. In der Praxis stehen für die tragfähigkeitsrelevante Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton eine Vielzahl von Verfahren, wie beispielsweise die zusätzliche externe Vorspannung oder die Ortbetonergänzung zur Verfügung. Wie groß die Wirksamkeit und die dauerhafte Funktionsfähigkeit dieser Maßnahmen sind, ist im Rahmen der aktuellen, visuellen und handnahen Bauwerksprüfungen jedoch nicht hinlänglich und objektiv zu überprüfen. Neben einer lückenlosen Qualitätssicherung während der Bauausführung von Instandsetzungs- und Erhaltungsmaßnahmen, wird die Notwendigkeit der Kontrolle und objektiven Bewertung der Wirksamkeit von Brückenverstärkungen, wie beispielsweise dem Aufbringen einer externer Vorspannung, zukünftig weiter zunehmen. Die dauerhafte und kontinuierliche Funktionsüberwachung von Verstärkungen kann dabei durch zielgerichtete Monitoringkonzepte mit geeigneten Messparametern und entsprechenden Methoden zur Messdatenanalyse erfolgen.

Die Intention dieser Arbeit ist zum einen, den grundlegenden Verstärkungsbedarf bzw. die grundlegende Notwendigkeit für das Verstärken von Brücken aus Beton mit Hilfe von Methoden der Risikobewertung zu evaluieren. Die Auswertung erfolgt dabei insbesondere für relevante und häufig im Bestand befindliche Bauwerkstypen und Konstruktionsweisen auf der Grundlage von vorhandenen Bauwerks-, Schadens- und Zustandsdaten. Zum anderen besteht die Motivation darin, messtechnisch gestützte Konzepte für die Überwachung von tragfähigkeitsrelevanten Verstärkungen von Massivbrücken zu erarbeiten, die der Bewertung der Wirksamkeit und der dauerhaften Funktionsfähigkeit von Verstärkungsmaßnahmen dienen. Im Anschluss an die konzeptionelle Entwicklung erfolgt die prototypische Implementierung des Überwachungskonzeptes an einem realen Brückenbauwerk.

1.2 Stand der Forschung

1.2.1 Zustandsbewertung von Brücken

Um den Zustand des Brückenbestandes zu beurteilen, werden in regelmäßigen Abständen Bauwerksprüfungen vorgenommen. Diese Prüfungen erfolgen meist rein visuell und handnah und unterliegen somit den Erfahrungen und subjektiven Empfindungen des Bauwerksprüfingenieurs. Die Grundlage für die Überwachung und Prüfung von Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen bildet die DIN 1076 [DIN1076]. Darin wird allgemein zwischen einer Bauwerksprüfung und einer Bauwerksüberwachung unterschieden. Die Bauwerksprüfung setzt sich aus einer Hauptprüfung, die alle sechs Jahre an jedem Brückenbauwerk durchzuführen ist, einer einfachen Prüfung, die alle drei Jahre nach einer Hauptprüfung stattfindet, und einer Prüfung aus besonderem Anlass (Sonderprüfung) zusammen. Die Bauwerksüberwachung gliedert sich in die jährlich durchzuführenden Besichtigungen sowie die laufenden Überwachungen im Rahmen der Streckenkontrolle.

Die Dokumentation und Auswertung der Prüfergebnisse an Brücken der Bundesfernstraßen erfolgt bundesweit einheitlich nach der „Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“ (RI-EBW-PRÜF) [RI-PRÜF] und dem dazugehörigen „Programmsystem Straßeninformationsdatenbank, Teilsystem Bauwerksdaten“ (SIB-Bauwerke). Auf der Grundlage eines Schadenbeispielkatalogs wird jedem *Einzelschaden*, getrennt für die Merkmale Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit, eine Bewertungszahl in Abhängigkeit des Schadenausmaßes vergeben. Die Bewertung erfolgt ganzzahlig auf einer Skala von 0 bis 4:

- (0) Keinen Einfluss auf die Standsicherheit / Dauerhaftigkeit / Verkehrssicherheit,
- (1) deutlich im Rahmen zulässiger Toleranzen (Schadensbeseitigung im Rahmen der Bauwerksunterhaltung),
- (2) Toleranzgrenzen sind erreicht oder teilweise überschritten (Schadensbeseitigung mittelfristig erforderlich),
- (3) Toleranzen sind überschritten (Schadensbeseitigung kurzfristig; Nutzungseinschränkungen),
- (4) Standsicherheit / Dauerhaftigkeit / Verkehrssicherheit ist nicht mehr gegeben (Sofortmaßnahmen; Nutzungseinschränkung; Instandsetzung oder Erneuerung).

Die Zustandsbewertung für die Bauteilgruppe bzw. für das Bauwerk erfolgt aufbauend darauf EDV-gestützt durch Umrechnung der Bewertungszahl für jeden Einzelschaden in eine Gesamtnote, wobei ein Rechenalgorithmus und entsprechende Bewertungsschlüssel nach [Haar99] zum Einsatz kommen. Bei der Bewertung des Brückenzustandes wird zwischen der Zustandsnote und der Substanzkennzahl unterschieden. Zur Ermittlung der Zustandsnote werden die Merkmale Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit berücksichtigt, bei der Substanzkennzahl werden hingegen nur die Merkmale Standsicherheit und Dauerhaftigkeit herangezogen.

Zur Analyse der Tragfähigkeit und zur einheitlichen Bewertung vorhandener Defizite, insbesondere von kritischen Bestandsbrücken, wurde die „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ (Nachrechnungsrichtlinie) [BMVBS11a] erarbeitet. Den Ausgangspunkt einer Nachrechnung bildet dabei stets die Bewertung des aktuellen Bauwerkszustandes als Ergebnis der Bauwerksprüfungen [BMVBS13]. Das Ergebnis der Nachrechnung dient der Entscheidungsfindung, ob und in welchem Umfang bauliche Maßnahmen (Instandsetzungs- und/oder Verstärkungsmaßnahmen) ergriffen werden müssen, um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Brücke hinsichtlich des angestrebten (Ziel-)Lastniveaus sicherzustellen. Bild 1.2 zeigt die wesentlichen vier Bearbeitungsstufen im Rahmen einer Brückenertüchtigung.

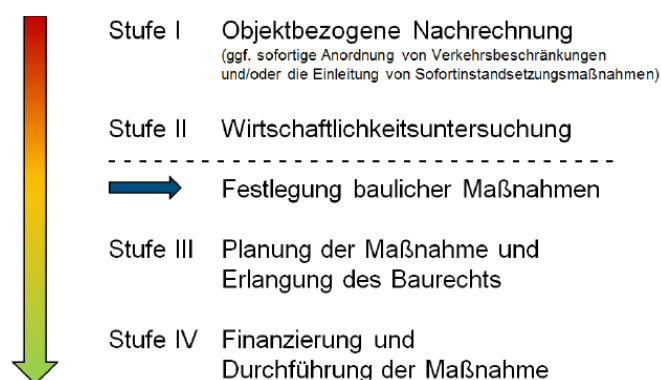


Bild 1.2: Bearbeitungsstufen bei der Brückenertüchtigung [Marz16]

1.2.2 Monitoring / Bauwerksüberwachung

Die Begriffe Monitoring und Bauwerksüberwachung werden im Ingenieurwesen sehr unterschiedlich verwendet. In einigen Literaturstellen wird *Monitoring* lediglich als Prozess zur Erfassung, Speicherung und Weitergabe von Messdaten mittels technischer Hilfsmittel

verstanden. Die Mehrzahl der Literaturstellen bezeichnet Monitoring jedoch darüber hinaus als Weiterverarbeitung und Auswertung der Messdaten hinsichtlich eines zuvor festgelegten Überwachungsziels (z. B. der Zustandserfassung). In [BeMÖ15] werden beispielsweise folgende Bearbeitungsstufen im Rahmen eines Monitorings aufgeführt:

- analytische Vorüberlegungen,
- Festlegung und Definition von Beobachtungs- bzw. Messaufgaben unter Verwendung geeigneter Hilfsmittel,
- Durchführung des eigentlichen Monitorings,
- Auswertung der Ergebnisse aus den Messaufgaben,
- Interpretation der Daten,
- Anpassung der Prozesse aufgrund der Erkenntnisse aus zurückliegenden Messperioden (Steuerung),
- Entscheidung über den Eingriff, also über eine Veränderung des Gesamtsystems.

Der Begriff *Bauwerksüberwachung* hat sich, entgegen der in der DIN 1076 [DIN1076] vorgenommenen Definition einer i. d. R. zeitlich diskreten und visuellen Bauwerksprüfung (siehe Kap. 1.2.1), im Bauwesen ebenso als Oberbegriff für (kontinuierliche) elektronische Messungen am Bauwerk etabliert. Die Begriffe Monitoring und Bauwerksüberwachung werden somit oftmals gleichermaßen als Synonyme benutzt. Um eine klare Abgrenzung zur Definition der Bauwerksüberwachung nach DIN 1076 zu schaffen, wird an dieser Stelle der Begriff des „(Bauwerks-)Überwachungskonzeptes“ eingeführt, den der Autor als Synonym für den Begriff des Monitorings versteht.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Überwachungskonzept (bzw. Monitoring) als ganzheitliches Konzept definiert, das ausgehend von einer analytischen Planung hinsichtlich der festzulegenden Überwachungsaufgaben und -ziele, die kontinuierliche Durchführung (elektronische Erfassung, Speicherung und Weitergabe der Messdaten), die Messdatenauswertung bzw. -bewertung mittels geeigneter Methoden sowie die Interpretation der Ergebnisse umfasst.

Monitoringsysteme haben sich in vielen Ingenieurdisziplinen, beispielsweise im Automobilbau oder in der Raumfahrt, bereits seit langem etabliert. Auch im Bauwesen nimmt die automatisierte Überwachung von Bauwerken oder Bauwerksteilen durch die konsequente

Weiterentwicklung der messtechnischen Komponenten stetig zu. Nach [Retz11] ist „das Hauptziel sämtlicher Monitoringkampagnen das rechtzeitige Erkennen von Schädigungsprozessen und deren Beobachtung zur Beurteilung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit einer Tragstruktur“. Dabei wird vorausgesetzt, dass Schädigungsprozesse zu Veränderungen von Strukturparametern führen und diese Veränderungen direkt oder indirekt mithilfe entsprechender Sensorik meist in Kombination mit geeigneten Analyseverfahren (siehe Kap. 1.2.3) erfasst und bewertet werden können. Weitere Aufgaben und Ziele von Monitoring im Bauwesen sind beispielsweise [ZiWG09, Hans14]:

- Erkundung von Werkstoff- und Bauteileigenschaften zur Verifikation theoretischer Annahmen,
- Sicherstellung der Ausführungsqualität und Steuerung des Bauablaufs im Rahmen der Bauüberwachung,
- objektive IST-Zustandsbewertung von Bauwerken,
- Erkenntnisgewinn über Einwirkungs- und Beanspruchungsgrößen,
- Überwachung, Auswertung und Benachrichtigung in Echtzeit,
- Informationen über das zeitliche Tragverhalten,
- Verifikation von rechnerischen Annahmen (Kalibrierung analytischer Modelle),
- frühzeitige Erkennung von kritischen Zuständen und Schäden (Informationen für präventive, zuverlässigkeitsbasierte Instandhaltungsstrategien),
- gezielter Einsatz von Erhaltungs- und Sanierungsaufwendungen,
- Verlängerung der Restnutzungsdauer (kontrollierte, sichere Bauwerksnutzung trotz Vorschäden und höheren Lastniveaus),
- Steuerung und Sicherheitsgewinn von Abbrucharbeiten.

Da in der vorliegenden Arbeit das Monitoring nicht umfänglich wissenschaftlich beschrieben werden soll und zum Thema Monitoring sowie zu entsprechenden Anwendungsbeispielen bereits zahlreiche Abhandlungen in der Literatur vorhanden sind (z. B. [LiGH09, WaBW09, Wenz09, ZiWG09, BeWe09, Retz11, Hans14, FrVB14, ScKK14, SiHo15, Karc16]), werden im Weiteren nur einige grundlegende Aspekte aufgeführt, anhand derer sich Monitoringsysteme in Abhängigkeit der definierten Aufgaben und Ziele voneinander unterscheiden lassen [SiHo15]:

- Lokales („Bottom-up“) Monitoring / globales („Top-down“) Monitoring,

- Kurzzeitmonitoring / Langzeitmonitoring (Dauermonitoring),
- permanente / periodische Messdatenerfassung,
- statische / dynamische Messdatenerfassung,
- Systemidentifikationsverfahren / modellgestützte Diagnostikverfahren / Aktualisierungsverfahren („Model-Updating“).

Da insbesondere die Einteilung in Bottom-up bzw. Top-down Systemen ein grundlegendes Unterscheidungskriterium von Monitoringsystemen darstellt, werden diese beiden Ansätze nachfolgend weitergehend beschrieben.

Bottom-up (lokale) Systeme zeichnen sich dadurch aus, dass durch lokal begrenzte Messungen auf lokale sowie auf globale Eigenschaften eines Tragwerks geschlossen werden kann. In vielen Anwendungsfällen beschränken sich Bottom-up Systeme auf die Erfassung von Messwerten und den Vergleich dieser Messwerte mit zuvor definierten Grenzwerten (Grenzwertüberwachung), sodass der Einsatz weitergehender komplexer Messdatenanalyseverfahren oder aufwendiger Finite-Element-Modelle der Bauwerksstruktur nicht erforderlich werden. Gerade bei der Bewertung des Tragverhaltens von Bestandsbauwerken ist eine exakte und zuverlässige Definition von Grenzwerten für entsprechende Messparameter jedoch im Allgemeinen schwierig bis unmöglich, da zum Beispiel der Nullzustand dieser Messparameter kaum zu ermitteln ist. In Abhängigkeit des Anwendungsziels kann somit auch bei Bottom-up Systemen der Einsatz weitergehender Analyseverfahren zur Beurteilung der Messdaten erforderlich werden.

Top-down (globale) Systeme ermöglichen, aus dem globalen Strukturverhalten (globale Strukturantwort) der Brücke Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Gesamtstruktur (Strukturidentifikation) sowie ggf. auf Schädigungen zu ziehen. Im Gegensatz zu Bottom-up Systemen bieten Top-down Systeme den Vorteil, dass keine genaue Kenntnis hinsichtlich des Bauwerkszustandes sowie der Art und der Lage möglicher Schäden erforderlich ist. Eine zentrale Aufgabe bei Top-down-Ansätzen besteht darin, die gewonnenen Messdaten mit Hilfe von Modellen zu analysieren, die eine Beziehung zwischen den Eingangsgrößen und Ausgangsgrößen abbilden. Die Abbildung des Tragwerks erfolgt dabei in der Regel durch die Modellierung eines möglichst realitätsnahen Finite-Elemente-Modells, das beispielsweise durch die Anwendung von Methoden der Strukturidentifikation optimiert wird [ASCE11].

Die Optimierung und Weiterentwicklung von Top-down Ansätzen ist derzeit Gegenstand zahlreicher Forschungsarbeiten [FrVB14].

1.2.3 Messdatenanalyse

Im Rahmen der Bauwerksüberwachung stellt die Messdatenanalyse bzw. Datenauswertung der am Bauwerk erfassten Messdaten einen Kernpunkt zur weitergehenden Bewertung sowie zur Erstellung von Prognosen dar. Dazu stehen grundsätzlich zwei unterschiedliche Methoden zur Verfügung:

- Physikalische Methode,
- nichtphysikalische (empirische) Methode.

Physikalische Methode

Die Grundlage der physikalischen Methode zur Messdatenanalyse stellt ein physikalisches (Struktur-)Modell des Tragwerks dar. Das Modell dient der mathematischen Beschreibung von Tragstrukturen auf der Basis physikalischer Gesetzmäßigkeiten. Beim Monitoring von Brückenbauwerken kommen, aufgrund ihrer komplexen Struktur sowie der Zielsetzung einer quantitativen Zustands- und Schadensbewertung, umfangreiche Finite-Elemente-Modelle (FE-Modelle) zum Einsatz. Da die Erstellung des FE-Modells dabei zunächst auf der Basis getroffener Annahmen und idealisierter Bauwerksparameter (z. B. Abmessungen, Materialeigenschaften sowie ggf. Vorschädigungen) erfolgt, weichen die analytischen Lösungen des Modells vom realen Tragverhalten des Bauwerks ab. Daher bedarf es weitergehender Verfahren, die es ermöglichen, die tatsächlichen Bauwerkseigenschaften zu identifizieren, indem die sogenannten unscharfen Parameter des FE-Modells mit Hilfe von Messdaten kalibriert werden. Die Grundlage dazu stellen am Bauwerk gemessene Tragwerksreaktionen dar. Eine ausführliche Zusammenfassung von Möglichkeiten und Verfahren zur Adaption von FE-Strukturmodellen findet sich u.a. in [FrMo96]. Generell lassen sich nach [Petr04] Identifikationsverfahren unterscheiden in:

- Systemidentifikationsverfahren,
- modellgestützte Diagnostik-Verfahren,
- Aktualisierungsverfahren („Model-Updating“).

In der Literatur finden sich zahlreiche Verfahren zur Bestimmung verschiedener Parameter auf der Basis unterschiedlicher Algorithmen (u. a. [FrMo96, Petr04, Lind09, StBW09, Wenz09, WePi05, BeWe09, Baum10, ASCE11, BeMÖ15]). Hinsichtlich der zur Anwendung kommenden Messgrößen lassen sich die Identifikationsverfahren in statische und dynamische Verfahren unterscheiden. Die Mehrzahl der gegenwärtig existierenden Ansätze beruht auf der Änderung dynamischer Parameter bzw. der dynamischen Strukturantwort [StBW09]. Dabei werden zur Adaption der Rechenmodelle die dynamischen (modalen) Systemeigenschaften (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfung usw.) genutzt, die entweder unmittelbar oder durch Umrechnung aus den Messdaten gewonnen werden.

Für eine Annäherung an das tatsächliche Tragverhalten sowie zur Aktualisierung und Kalibrierung der unsicheren Parameter des FE-Modells kommt häufig die Methode des Model-Updating (Modellanpassung) zum Einsatz. Die Anwendung von FE-Model-Updating zur Erfassung der Eigenschaften von Brückenbauwerken ist vielfältig und dient nach [ReCh10] der:

- strukturellen Parameteridentifikation,
- Identifizierung von Schäden,
- Bauwerksüberwachung,
- Beurteilung und Bewertung,
- Vorhersage.

Die Voraussetzung für die Anwendung vieler existierender Identifikationsverfahren, wie beispielsweise der Kalibrierung eines FE-Modells mittels Model-Updating, ist jedoch eine Vergleichsmessung des „ungeschädigten“ Ausgangszustandes. Da im Rahmen der Schadensidentifikation bei bestehenden Bauwerken und insbesondere für Brücken im kritischen Zustand diese Möglichkeit im Allgemeinen nicht besteht, eignet sich ein großer Teil der verfügbaren Methoden nahezu ausschließlich für die Überwachung neuer Strukturen [BeWe09]. Zur Überwachung von Verstärkungen hingegen, kann der unverstärkte Zustand der Brücke als Ausgangszustand für die Beurteilung des Tragverhaltens nach der Verstärkung genutzt werden. Ein Beispiel für die Anwendung des Model-Updating im Rahmen einer tragfähigkeitsrelevanten Brückenverstärkung ist in [ZaHX07] gegeben. Die mehrfeldrige Plattenbalkenbrücke wurde mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt. Ein FE-Modell wurde

dabei anhand von dynamischen Messungen sowohl vor als auch nach der Verstärkung kalibriert und konnte so an das reale Tragverhalten angepasst werden.

Als Nachteil bei der Verwendung physikalischer Modelle ist insbesondere der hohe rechnerische Aufwand für die Kalibrierung der FE-Modelle zu nennen. Dabei besteht zudem die Gefahr, aufgrund der großen Anzahl von Modellparametern, keine eindeutige Lösung zu finden. Weitere Fehlerquellen bei der Identifikation von Bauwerkseigenschaften wie z. B. Modellstrukturfehler, numerische Fehler, Fehler in den Modellparametern oder Messfehler sind in [Marw10] beschrieben. Hinsichtlich der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen besteht darüber hinaus die Gefahr, dass die (modalen) Parameter nicht sensitiv genug gegenüber Veränderungen und Schäden infolge einer (langsam) nachlassenden Wirkung der Verstärkung sind.

Nichtphysikalische Methode

Neben der physikalischen kann die nichtphysikalische Methode zur Zustandsbewertung und Schadensidentifikation von Brückenbauwerken eingesetzt werden. Die Grundlage dieser Methode bilden nichtphysikalische Modelle. Sie stellen datenbasierte Verfahren dar, bei denen mathematische Algorithmen dazu genutzt werden, anhand von (großen) Datenmengen Muster, Regelmäßigkeiten und Zusammenhänge zu erkennen. Somit lassen sich anhand von Messdaten Änderungen und mögliche Schäden in einem Tragsystem identifizieren und bewerten. Zunächst muss ein Referenzzustand anhand von (Mess-)Daten in einem definierten Zeitraum trainiert werden. Die Daten können sowohl unverarbeitete Messdaten (z. B. Dehnungen oder Schwingbeschleunigungen) als auch bereits verarbeitete Daten (z. B. modale Eigenschaften) darstellen und aus statischen oder dynamischen Messungen gewonnen werden. Im Anschluss an die Trainingsphase können neu erfasste Messdaten mit den Daten des Referenzzustandes verglichen werden. Weichen die neuen Daten vom Referenzzustand ab, kann auf eine Veränderung im Tragverhalten z. B. durch Schädigungen geschlossen werden.

Im Rahmen der Überwachung von Brückenverstärkungen können nichtphysikalische Modelle anhand von erfassten Messdaten dahingehend trainiert werden, zwischen dem unverstärkten Zustand und dem verstärkten Zustand zu unterscheiden. Zudem können Messdaten innerhalb

eines definierten Zeitraums unmittelbar nach der Verstärkung als Referenzzustand für die Beurteilung der Wirksamkeit bzw. Funktionsfähigkeit der Verstärkung im Rahmen einer Dauerüberwachung dienen.

In der Vergangenheit wurde bereits eine Vielzahl von Forschungsarbeiten hinsichtlich der Schadenserkennung an Tragstrukturen durch den Einsatz nichtphysikalischer Modelle mit geeigneten Lernmethoden durchgeführt (z. B. [CuCr12, DeLL06, FaLT05, LiRa05, MeHe10, WaBW09, Wenz09]). Dabei bestimmt die erforderliche bzw. geforderte Genauigkeit der Ergebnisse die Art der Modelle, das Trainingsverfahren sowie die Struktur der Trainingsdaten [ScKK14]. Die Mehrzahl der bestehenden Verfahren basiert auf der Erkennung von Veränderungen im Tragverhalten auf Grundlage des Schwingungsverhaltens [FaQi11]. Nachfolgend werden drei häufig zum Einsatz kommende nichtphysikalische Methoden zur Detektion von Zustandsveränderungen vorgestellt.

Clusteranalyse

Die Clusteranalyse eignet sich dazu, Zugehörigkeiten von einzelnen Datenobjekten zu identifizieren. Das Ziel der Clusteranalyse besteht darin, Datenmengen anhand von Ähnlichkeiten zu Gruppen (Clustern) zusammenzufassen [Gord99]. Dabei sollen die Daten innerhalb eines Clusters hinsichtlich ihrer Merkmale eine möglichst große Homogenität aufweisen. Im Gegensatz dazu sollen die einzelnen Cluster zueinander möglichst unähnlich sein. Bild 1.3 zeigt eine vereinfachte schematische Darstellung einer Clusterbildung.

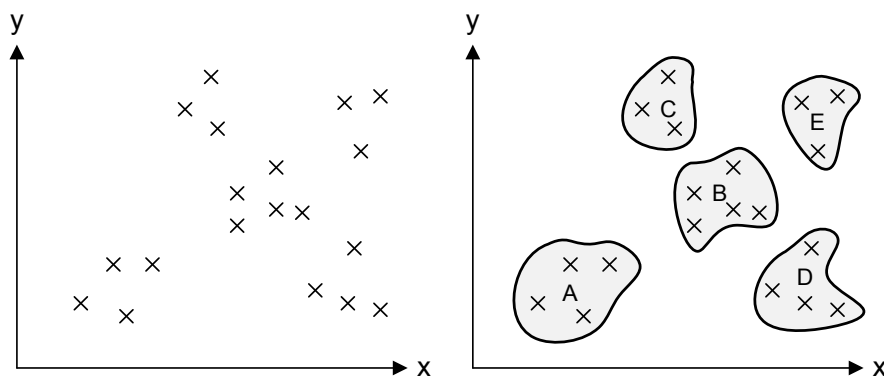


Bild 1.3: Schematische Darstellung einer Clusterbildung

Im Rahmen der Clusteranalyse sind bereits zahlreiche Methoden und Verfahren für die Gruppierung von Messdaten entwickelt worden. Die grundlegenden Arbeitsschritte zur

Informationsgewinnung mittels der Clusteranalyse beruhen bei vielen Anwendungen auf dem hierarchischen Verfahren [BaEP08]. In Bild 1.4 wird das allgemeine Ablaufschema der hierarchischen Clusteranalyse beschrieben.

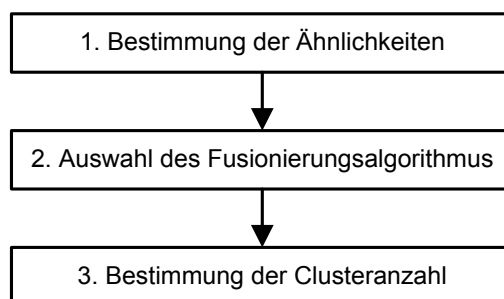


Bild 1.4: Vereinfachter Ablauf der hierarchischen Clusteranalyse [BaEP08]

In einem ersten Schritt müssen die Ähnlichkeiten einzelner Objekte (Datenpunkte) quantitativ beschrieben werden. Zum einen lassen sich Ähnlichkeiten über das Ähnlichkeitsmaß beschreiben, zum anderen können Methoden der Distanzmessung zwischen den einzelnen Objekten (z. B. die sog. Minkowski-Metrik) eingesetzt werden [BaEP08]. Auf Grundlage der Quantifizierung der Ähnlichkeiten werden aus den einzelnen Objekten im zweiten Schritt mittels sogenannter Fusionierungsalgorithmen Gruppen gebildet. Dabei wird zwischen dem agglomerativen (engl.: Agglomerative Clustering) und dem divisiven Algorithmus (engl.: Divising Clustering) unterschieden [MoSa11]. Im abschließenden Schritt der hierarchischen Clusteranalyse besteht das Ziel darin, die optimale Anzahl von Clustern zu bestimmen. Eine ausführliche Beschreibung der dazu vorhandenen Verfahren, wie beispielsweise dem Kriterium nach Calinski/Harabasz [CaHa74], ist in [DiFN08] enthalten.

Eine Anwendung der Clusteranalyse an Brücken wird beispielsweise in [SaKR08] beschrieben. In [CuCr12] wurde die Clusteranalyse eingesetzt, um an einer Stahlbrücke den Einfluss der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke zu erfassen.

Bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen kann die Clusteranalyse dazu genutzt werden, zwischen dem unverstärkten und verstärkten Bauwerkszustand zu unterscheiden. Dazu müssen in einer ausreichend langen Trainingsphase sowohl vor als auch nach der Verstärkung Messdaten erfasst werden. Anhand dieser Messdaten lassen sich Gruppen (Cluster) für den jeweiligen Zustand (z. B.: Cluster „unverstärkt“; Cluster „verstärkt“) ermittelt. Im Anschluss an die Trainingsphase können neu auftretende Messwerte dem

jeweiligen Cluster zugeordnet werden. Erfolgt eine regelmäßige oder eine sich häufende Zuordnung in die unverstärkte Gruppe, ist auf Veränderungen im Tragverhalten und auf die Abnahme des Einflusses der Verstärkung zu schließen.

Neuronale Netze

Künstliche Neuronale Netze (KNN, engl.: ANN – artificial neural networks) sind mathematische Modelle zur Mustererkennung und Interpretation von Daten sowie zur Approximation komplexer Funktionen nach dem Vorbild biologischer Nervenzellenvernetzungen. KNNs bestehen aus einem Netzwerk von Knoten (Neuronen) und deren Verknüpfungen untereinander. Die Neuronen dienen dazu, Informationen durch einen oder mehrere Eingänge aufzunehmen und in verarbeiteter Form durch einen Ausgang weiterzugeben (Bild 1.5). Die Datenverarbeitung erfolgt dabei dreistufig, durch die Eingangsfunktion (Propagierungsfunktion), die Aktivierungsfunktion und die Ausgangsfunktion. Aufgrund der Lernfähigkeit Neuronaler Netze ist ihre Funktionalität nicht fest vorprogrammiert und es ist keine explizite Modellbeschreibung zwischen den Eingangs- und Ausgangsgrößen erforderlich.

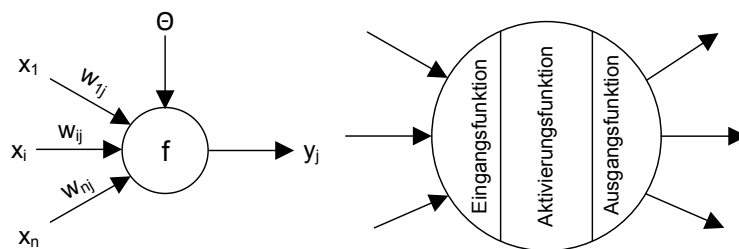


Bild 1.5: Prinzipskizze eines Neurons

Durch die Generalisierung, die mit der Lernfähigkeit einhergeht, sind trainierte Neuronale Netze in der Lage Probleme zu lösen, die nicht explizit im Lernprozess berücksichtigt wurden [Luba09]. Darüber hinaus ermöglicht die Generalisierung eine große Fehlertoleranz gegenüber gestörten oder unvollständigen Daten [NaKK96]. Das Verhalten Neuronaler Netze ergibt sich auf der Grundlage eines Trainings unter Anwendung bestimmter Lernverfahren. Ein übliches Vorgehen im Rahmen des Lernvorgangs besteht in der Änderung von Gewichtungen der einzelnen Verbindungen. Darüber hinaus lassen sich KNNs durch die Anpassung von Schwellwerten, dem Hinzufügen neuer Verbindungen (bzw. Neuronen) oder dem Lösen bestehender Verbindungen trainieren. Anhand von Erfolgen oder Misserfolgen über gewichtetes Ein- und Ausblenden einzelner Neuronen erlernen Neuronale Netze Zusammenhänge in

den Daten. Da der Interferenzprozess nicht einsehbar ist, stellt der Prozess ein *Black-Box-System* dar.

Die Verbindung der einzelnen Neuronen untereinander unterscheidet sich je nach Topologie des Netzwerks. Für die Netztopologie können in Abhängigkeit der Problemstellung unterschiedliche Typen, beispielsweise das häufig im Rahmen einer Schwingungsanalyse verwendete Feed-Forward-Netz, zum Einsatz kommen. Ein häufig auch für die Schwingungsanalyse verwendeter Typ ist das Feed-Forward-Netz.

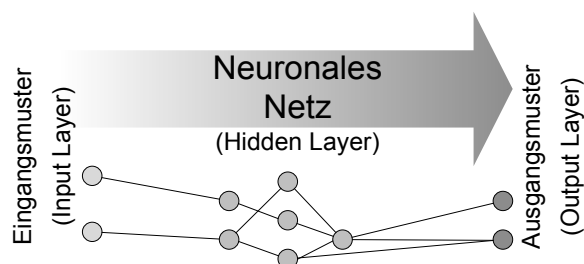


Bild 1.6: Schematische Darstellung eines Feed-Forward-Netzes mit einem Hidden Layer

Im Rahmen praktischer Anwendungen stellen mehrschichtige (Multilayer-Perceptrons, MLP) Feed-Forward-Systeme aufgrund der schnellen Lernfähigkeit und Generalisierung ein geeignetes und am häufigsten eingesetztes Mittel zur Muster- und Schadenserkenkung dar [Adam03]. Weiterführende, ausführliche Informationen zu Künstlichen Neuronalen Netzen können einschlägiger Literatur entnommen werden (u. a. [Adam03, DeBH08, FeKY04, Krie06, Luba09, NiWK02, ReWe11, StBW09, Zell03]).

Die Anwendung von Neuronalen Netzen im Bauwesen wird beispielsweise in [HoOR10] beschrieben. In [Luba09] wurde ein Algorithmus zur Identifikation von Verkehrslasten auf Brücken unter Verwendung Neuronaler Netze entwickelt. Ein weiteres Beispiel für den Einsatz Neuronaler Netze im Rahmen eines Brückenmonitorings wird in [ZhNK11] aufgezeigt.

Bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen können Künstliche Neuronale Netze in gleicher Weise wie die zuvor beschriebene Clusteranalyse eingesetzt werden. Durch die Erfassung von Messdaten in einer ausreichend langen Trainingsphase vor und nach der Verstärkung, kann der unverstärkte und verstärkte Zustand trainiert und entsprechende Ausgangswerte festgelegt werden (z. B.: Zustand „unverstärkt“ $Z = 0$; Zustand „verstärkt“ Z

= 1). Nach Abschluss der Trainingsphase(n) ist das KNN in der Lage, zwischen den beiden Zuständen zu unterscheiden. In der sich anschließenden Überwachungsphase werden die Messwerte in das KNN eingegeben. Anhand der Ausgabewerte lassen sich Veränderungen im Tragverhalten sowie mögliche Schäden identifizieren und bewerten.

Regressionsanalyse

Die Regressionsanalyse ist ein statistisches Analyseverfahren von (Mess-)Daten zur Beschreibung der Zusammenhänge von zwei oder mehreren Variablen. Dabei wird zwischen einer abhängigen Variablen (Zielvariablen) und einer oder mehreren unabhängigen Variablen (Einflussvariablen) unterschieden. Die abhängige Variable beschreibt den Parameter, der bei der Regression erklärt werden soll und gibt somit den Wert der Regressionsfunktion an. Die unabhängigen Variablen stellen die erklärenden (beschreibenden) Parameter dar. Ist die Regressionsfunktion von mehr als einer unabhängigen (Einfluss-)Variablen abhängig, handelt es sich um eine multiple Regression. Grundsätzlich wird bei der Regressionsanalyse zudem zwischen der linearen und der nichtlinearen Regression unterschieden.

Die lineare Regression beschreibt einen geradlinigen (linearen) Zusammenhang zwischen den Variablen. Die zu analysierenden Datenpunkte lassen sich durch eine Geradengleichung (bei zwei Variablen) bzw. Ebenengleichung (bei mehreren Variablen) annähern [BaEP08]. In Bild 1.7 ist beispielhaft eine lineare Approximation der Regressionsgeraden an die Datenpunkte in einem Streudiagramm schematisch dargestellt. Dabei beschreibt y die abhängige Zielvariable, x die unabhängige Einflussvariable, α den Regressionskoeffizienten (Geradensteigung) und β den sog. Interzeptparameter (y -Achsenabschnitt). Zur Bestimmung des Regressionskoeffizienten und des Interzeptparameters müssen geeignete Verfahren, beispielsweise die Methode der kleinsten Fehlerquadrate, zum Einsatz kommen [Stah08]. Bei dieser Methode werden die Parameter so geschätzt, dass die Summe der quadrierten Abweichungen (r_i) aller Datenpunkte von der Regressionsgeraden minimiert wird.

$$\sum_{i=1}^n r_i^2 \quad \text{mit} \quad r_i = y_i - (\alpha + \beta \cdot x_i) \quad (\text{Gl. 1})$$

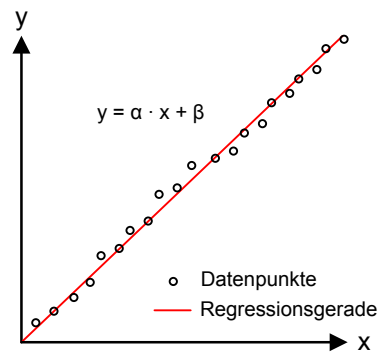


Bild 1.7: Beispielhafte Darstellung einer linearen Regressionsgeraden

Besteht kein linearer Zusammenhang zwischen den Variablen, kann die Ermittlung der Zielfunktion durch eine nichtlineare Regression erfolgen (Bild 1.8).

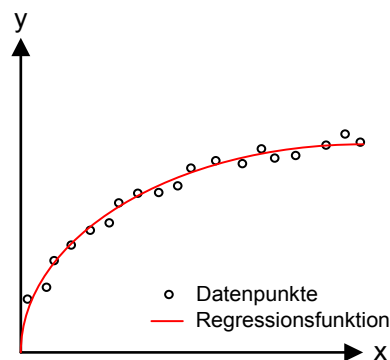


Bild 1.8: Beispielhafte Darstellung eines nichtlinearen Regressionsgraphen

Die Annäherung bei nichtlinearen Zusammenhängen ist oftmals (sehr) rechenintensiv, da die Approximation einen iterativen Prozess erfordert [BaEW11]. Nichtlineare Funktionen, die im Rahmen der Regressionsanalyse Anwendung finden, sind z. B. Potenz-, Exponential- und Polynomfunktionen.

Der grundsätzliche Ablauf bei der Datenauswertung mittels Regressionsanalyse ist in Bild 1.9 dargestellt.

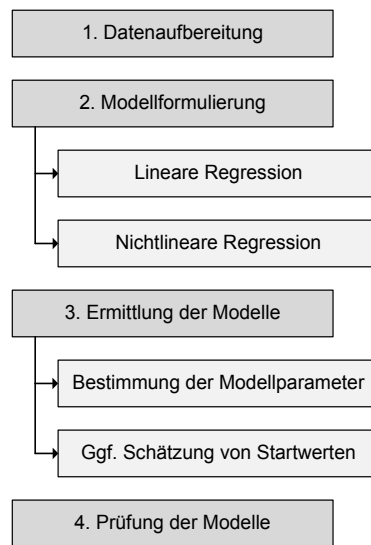


Bild 1.9: Allgemeiner Ablauf bei der Regressionsanalyse nach [BaEP08, BaEW11]

In einem ersten Schritt müssen die Messdaten aufbereitet und in eine für die weitere Anwendung geeignete Form überführt werden. Die Messdatenaufbereitung umfasst die (automatisierte) Datenübertragung von der Messstelle, eine Plausibilitätsprüfung der Daten und die Erkennung von Messwertausreißern. Hinsichtlich der späteren Anwendung der Regressionsanalyse, z. B. im Rahmen der Bauwerksüberwachung, kann es zur Verbesserung der Visualisierung und der Interpretierbarkeit durch den Nutzer erforderlich werden, die vorhandenen Daten mit geeigneten Methoden (Linearisierung, Datennormierung oder Fast-Fourier-Transformation) in ein anderes Format zu überführen.

In einem zweiten Schritt wird geprüft, welche Zusammenhänge zwischen den Variablen bestehen und inwieweit eine (einfache) lineare Regression zur Anwendung kommen kann, oder ob der Einsatz einer (multiplen) nichtlinearen Regression erforderlich wird.

Im Anschluss an die Modellfindung werden die unbekanntenen Funktionsparameter bestimmt. Bei einer linearen Regression lassen sich die Parameter mithilfe einer linearen Funktion vergleichsweise schnell ermitteln. Bei nichtlinearen Modellen ist ein iterativer Prozess zur Approximation der Funktion an die Messdaten erforderlich, bei dem zunächst ein Startwert abgeschätzt werden muss.

Der abschließende Schritt bei der Regressionsanalyse besteht in der Überprüfung der Regressionsfunktion, der Regressionskoeffizienten sowie der Modellprämissen. Die Güte der

Regressionsfunktion ist anhand des Bestimmtheitsmaßes (R^2) zu bewerten. Das Bestimmtheitsmaß ist definiert als das Verhältnis zwischen der Varianz der Zielgröße und der Varianz der unabhängigen Variablen:

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

Der Wertebereich des Bestimmtheitsmaßes liegt dabei zwischen Null und Eins. Je größer das Bestimmtheitsmaß ist, desto genauer nähert sich die Regressionsfunktion den Messdaten an. Zur Überprüfung der Regressionskoeffizienten stehen im Wesentlichen zwei Verfahren, der sogenannte t-Test und das Konfidenzintervall (Vertrauensintervall) zur Verfügung [BaEP08]. Bei der Prüfung der Modellprämissen werden u. a. der mittlere Erwartungswert, die theoretische Varianz und die Normalverteilung der Störgrößen kontrolliert [Stah08, FaKL09].

Die Anwendung der Regressionsanalyse im Bauwesen wird z. B. in [ScSa11] beschrieben. In [Mata11] wird über die Anwendung der Regressionsanalyse bei der Schadensüberwachung des Alto Rabagão Staudamms in Portugal berichtet. Ein Beispiel zur Anwendung der Regressionsanalyse bei einem Brückenmonitoring wird in [Penk05] dargestellt.

Im Rahmen der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen kann die Regressionsanalyse dazu genutzt werden, Korrelationen zwischen unterschiedlichen (Mess-)Parametern darzustellen und Änderungen in den Abhängigkeiten zu erkennen. Zunächst müssen in einer Trainingsphase Muster in den Korrelationen anhand von Messwerten erkannt werden, um einen Referenzzustand abzubilden. Im weiteren Verlauf der Überwachung kann darauf aufbauend überprüft werden, inwieweit dieses Muster beibehalten wird. Weichen neu auftretende Messwerte von diesem Referenzmuster ab, kann auf eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung geschlossen werden. Darüber hinaus eignet sich die Regressionsanalyse zur Prognose von Messdatenverläufen. Anhand sogenannter Prädiktionsintervalle lassen sich Messwertverläufe, unter der Voraussetzung einer ausreichend langen Trainingsphase, langfristig vorhersagen. Die Beurteilung der im Laufe des Monitorings auftretenden Messwerte erlaubt somit eine kontinuierliche Überwachung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung.

1.3 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

In der vorliegenden Arbeit werden zwei Themengebiete behandelt, die beide dem Erkenntnisgewinn im Hinblick auf die Entwicklung von Instandsetzungs- und Verstärkungskonzepten und deren Umsetzung im Rahmen des Erhaltungsmanagements im Zuge der Bundesfernstraßen dienen.

(1) Die Evaluierung von Massivbrücken hinsichtlich erforderlicher Verstärkungsmaßnahmen durch Risikobewertungen auf der Basis realer Bauwerks- und Schadensdaten liefert eine systematische Darstellung des Verstärkungsbedarfs des Brückenbestandes und dient als zusätzliche Entscheidungshilfe für die Planung von Verstärkungsmaßnahmen.

(2) Im Rahmen der Entwicklung eines messtechnisch gestützten Überwachungskonzeptes für Brückenverstärkungen liegt der Fokus auf der Identifikation und Bewertung von Zustandsveränderungen, die mit geeigneten Messparametern erfasst werden. Die Umsetzung des Konzeptes erfolgt dabei an einem realen Bauwerk. Neben der Erarbeitung grundlegender Möglichkeiten zur Überwachung von Verstärkungen besteht das Ziel darin, detaillierte Informationen in Bezug auf die Wirksamkeit und die dauerhafte Funktionsfähigkeit von Verstärkungen auf der Grundlage von Grenzwertüberwachungen zu erlangen. Die Erkenntnisse dienen dem Sicherheitsgewinn hinsichtlich der Beurteilung der Tragfähigkeit und stellen zusätzliche Grundlagen für eine exaktere Bestimmung der Restnutzungsdauer der Brücke bereit.

Im Anschluss an die Einleitung werden in Kapitel 2 Bauwerks- und Schadensdaten von 1.240 Brücken mit Hilfe von Methoden der Risikobewertung im Hinblick auf den Verstärkungsbedarfs analysiert. Zur Evaluierung werden explizit Massivbrücken (Stahlbeton- und Spannbetonbrücken) herangezogen, die bezogen auf die Brückenfläche mit ca. 87 % den weitaus größten Anteil von Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen darstellen [Marz16]. Die Bewertung des Verstärkungsbedarfs erfolgt für relevante Brückentypen bzw. Konstruktionsweisen mittels Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen bzw. Risikomatrizen sowie mittels Risikozahlen auf der Basis ausgewerteter realer Schadensdaten.

In Kapitel 3 werden Ursachen für die tragfähigkeitsrelevante Verstärkung von Massivbrücken erarbeitet und Verstärkungsverfahren bzw. -techniken vorgestellt, die sich in der Praxis

bewährt haben. Darüber hinaus erfolgt eine Vorauswahl von geeigneten Verstärkungstechniken für unterschiedliche Defizite.

Kapitel 4 enthält eine Einschätzung bezüglich der Notwendigkeit und des Nutzens von möglichen Überwachungsansätzen für Tragwerksverstärkungen und die Darstellung derer Grundlagen. Dabei wird zwischen direkten und indirekten Ansätzen unterschieden. Den Schwerpunkt bilden die Erarbeitung geeigneter Messparameter zur Beurteilung der unterschiedlichen Verstärkungstechniken sowie die Möglichkeiten der messtechnischen Erfassung dieser Parameter. Daran anschließend wird ein konkretes Konzept zur Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung (kurzfristige Überwachung) sowie zur Überwachung und Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung (langfristige Überwachung) entwickelt. Das Ziel besteht darin, ein Bewertungskonzept auf der Basis einer Grenzwertüberwachung ohne die Erstellung eines aufwändigen Finite-Elemente-Modells zu entwickeln. Aufgrund der Schwierigkeiten der Definition bzw. Festlegung von Grenzwerten bei Bestandsbauwerken wird ein Vorgehen erarbeitet, das auf der Analyse von Messwerten in definierten Referenzzuständen beruht. Als nichtlineares Analyseverfahren kommt dabei insbesondere die Regressionsanalyse zum Einsatz.

In Kapitel 5 wird die Implementierung des zuvor erarbeiteten Überwachungskonzeptes im Rahmen einer Verstärkungsmaßnahme an einer Spannbeton-Hohlkastenbrücke dargestellt. Zunächst wird neben der Ausführungsplanung und der Anpassung des Konzeptes an die besonderen Gegebenheiten der Brücke die messtechnische Umsetzung beschrieben. Für eine einheitliche und konsistente Bewertung der Verstärkung anhand der aufgezeichneten Messwerte, ist eine möglichst genaue Kompensation von Verkehrs- und insbesondere von Temperatureinflüssen von großer Bedeutung. Die Hauptaufgabe innerhalb dieses Kapitels stellt die Verifizierung des Überwachungskonzeptes anhand der aufgezeichneten Messdaten dar. Die Bewertung der Wirksamkeit und der Funktionsfähigkeit der Verstärkung wird anhand von Grenzwerten und Prädiktionsintervallen auf der Basis von Messdaten vorgenommen, die innerhalb von Referenzzeiträumen berechnet werden. Die grafische Darstellung erfolgt zum einen im zeitlichen Verlauf anhand von Messwert-Zeit-Diagrammen, zum anderen zeitunabhängig anhand von Streudiagrammen.

Kapitel 6 beinhaltet die Beurteilung des Überwachungskonzeptes hinsichtlich der theoretischen Grundlagen sowie der praktischen Umsetzung. Dabei wird insbesondere der Erkenntnisgewinn im Rahmen der Implementierung des Überwachungskonzeptes evaluiert.

Den Abschluss der Arbeit bildet das Kapitel 7 mit der Zusammenfassung der Erkenntnisse und einem Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf.

2 Evaluierung des Verstärkungsbedarfs bestehender Massivbrücken

2.1 Grundlage und Abgrenzung

Innerhalb dieses Kapitels soll der Verstärkungsbedarf beziehungsweise die Notwendigkeit zur Verstärkung von Brücken im Zuge der Bundesfernstraßen (im Weiteren auch als „Verstärkungsrisiko“ bezeichnet) anhand von vorhandenen Bauwerks- und Schadensdaten grundsätzlich untersucht werden. Die Analyse erfolgt dabei nicht objektbezogen für einzelne Bauwerke, sondern anhand von Bauwerksdaten, die repräsentativ für den gesamten Brückenbestand sind. Aufgrund der Besonderheiten jedes einzelnen Bauwerks hinsichtlich seiner spezifischen Merkmale (Konstruktion, Baujahr, Baustoffe, Beanspruchungen, geografische Lage, Erhaltungsmaßnahmen usw.) ist eine pauschale Evaluierung des Verstärkungsbedarfs für den gesamten Brückenbestand jedoch kaum möglich. Eine genauere und differenzierte Bewertung des Verstärkungsbedarfs kann beispielweise auf der Grundlage detaillierter Zustands- und Schadensbewertungen einzelner Brücken erfolgen, die anhand geeigneter Unterscheidungsmerkmale (siehe Kap. 2.2.1) in entsprechenden Brückenkategorien zusammengefasst werden. Für die Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den Einzelbewertungen von Brücken auf den Gesamtbestand muss jedoch eine ausreichend große bzw. repräsentative Anzahl an Brücken mit entsprechenden Merkmalen untersucht werden. Im Rahmen des von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) initiierten Forschungsprojektes „Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton“ [ScPM15] wurden umfangreiche Schadensauswertungen an 3.475 Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Datenauswertungen bilden die Grundlage für die im Weiteren dargestellte Evaluierung des Verstärkungsbedarfs von Massivbrücken.

Eine geeignete Methode zur Evaluierung des Verstärkungsbedarfs stellt die *Risikobewertung* dar. Im Rahmen einer Risikobewertung wird grundsätzlich neben der Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines bestimmten Ereignisses auch die Auswirkung/Konsequenz dieses Ereignisses berücksichtigt. Zudem stehen dabei verschiedene Möglichkeiten sowohl zur qualitativen als auch zur quantitativen Darstellung des Verstärkungsbedarfs zur Verfügung.

Im Bauwesen werden Methoden der Risikobewertung beispielsweise bereits für die Beurteilung der Zuverlässigkeit von (Brücken-)Bauwerken eingesetzt (siehe u.a. [Eich03, Stra03, Baum10, Bram10]). Die Grundlage zur Bewertung bestehender und geschädigter Brücken stellen dabei i.d.R. probabilistische Methoden dar. Es werden somit mathematische Modelle zur Beschreibung von Einwirkungen und Widerständen erforderlich, denen u.a. entsprechende Materialmodelle und Bemessungsgleichungen zu Grunde liegen. Auf dieser Basis lässt sich eine ganzheitliche, objektive Zuverlässigkeitsbewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit eines konkreten Bauwerks vornehmen. Mit diesem komplexen und objektbezogenen Ansatz können detaillierte Ergebnisse für ein konkretes Bauwerk ermittelt werden. Rückschlüsse auf den Brückenbestand oder auf bestimmte Bauwerkstypen zu ziehen, ist jedoch nur eingeschränkt möglich. Im Rahmen dieser Arbeit soll jedoch keine Zuverlässigkeitsbewertung einer konkreten Brücke, sondern eine Ermittlung des grundsätzlichen Verstärkungsbedarfs des Brückenbestandes bzw. häufig im Bestand vorkommender Brückentypen erfolgen. Das Verstärkungsrisiko wird somit nicht anhand probabilistischer Methoden zur Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten bestimmt, denen mathematisch Grenzzustandsfunktionen zugrunde liegen, sondern explizit auf der Grundlage großer Schadensdatenbanken (siehe Kap. 2.2). Durch die Auswertung der Bewertungszahlen jedes Einzelschadens (vgl. Kap. 1.2.1) werden die Auswirkungen vorhandener Schäden auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Brücke berücksichtigt. Die Bewertungszahlen (bzw. der Beispielkatalog zur Auswahl passender Bewertungszahlen) beruhen dabei in erster Linie auf langjährigen Erfahrungen und Erkenntnissen aus der Vergangenheit. Es ist jedoch anzumerken, dass die Auswahl von Bewertungszahlen für einzelne Schäden auch den subjektiven Einschätzungen und Erfahrungen des Brückenprüfers unterliegt.

Die innerhalb dieses Kapitels entwickelten Diagramme und Tabellen sollen als zusätzliches Kriterium für die Einschätzung des Verstärkungsbedarfs von relevanten Brückenkategorien

herangezogen werden. Zudem können die Ergebnisse zur Erweiterung der Wissensbasis in ein bauwerksdatenbasiertes Bauwerks-Management-System (BMS) einfließen.

2.1.1 Risikobewertung

Die Begriffe *Risikobewertung* und *Risiko* werden vielseitig verwendet und in den verschiedenen Fachrichtungen sehr unterschiedlich definiert. Für die im Bauwesen zugrunde liegenden Normen wird der Begriff Risiko als „Maß für das Zusammenwirken von Auftretenswahrscheinlichkeit einer definierten Gefährdung und der Größe der Schadensfolge“ definiert. Mathematisch lässt sich Risiko als Produkt der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Schadens P_f (engl.: Probability of failure) und dem Schadensausmaß bzw. der Konsequenz eines Schadens C_f (engl.: Consequence of failure) beschreiben.

$$Risiko = R = P_f \cdot C_f \quad (\text{Gl. 3})$$

Das Risiko hat demnach die Dimension des Schadens (z. B. in Toten, Verletzten oder monetären Einheiten) pro Ereignis. Nach [Spae92] lassen sich die Schadensfolgen, welche auch als Risikoparameter bezeichnet werden, in drei Hauptgruppen unterteilen:

- Folgen für das menschliche Leben und die Gesundheit (Individualrisiko),
- ökonomische Folgen
 - unmittelbare Versagensformen durch Schäden am Bauwerk,
 - mittelbare Versagensfolgen durch Ausfall der Nutzung des Bauwerks,
- Folgen für die Umwelt und für unersetzbare Kulturgüter.

Diese Schadensfolgen/Risikoparameter definieren somit das Risiko im jeweiligen Kontext. Aufgrund der klaren Abgrenzungsmöglichkeit gelten die Sterbehäufigkeit und Sterbewahrscheinlichkeit als einfachster und am häufigsten zur Anwendung kommender Risikoparameter. Sie berücksichtigen die Häufigkeit bzw. Wahrscheinlichkeit eines Schadeneintritts und den Verlust eines Menschenlebens als Konsequenz des Schadens und bilden die Basis der in verschiedenen Baunormen zugrunde liegenden (operativen) Versagenswahrscheinlichkeiten [CuPr04].

Die operative Versagenswahrscheinlichkeit ist eine theoretische Wahrscheinlichkeit, die als Vergleichsgröße zur Quantifizierung von Sicherheit und Zuverlässigkeit baulicher Anlagen

dient [Spae92]. Sie stellt eine Größe zur Berechnung von Grenzzustandsüberschreitungen in einem probabilistischen Modell und somit eine bedingte Wahrscheinlichkeit dar [NABau81]. Der Zahlenwert dieser operativen Versagenswahrscheinlichkeit wird in den Baunormen (DIN 1055-100 [DIN1055], bzw. DIN EN 1990 [EC0]) mit $1 \cdot 10^{-6}$ pro Jahr zu Grunde gelegt und als „de-minimis“-Risiko bezeichnet.

Bei der Bewertung von Konstruktionen ist im Weiteren zwischen den Begriffen *Sicherheit* und *Zuverlässigkeit* zu unterscheiden. Als (technische) Sicherheit wird der Zustand einer störungsfreien Funktion bezeichnet. Sicherheit ist ein qualitativer Begriff, der sich vornehmlich auf das Risiko von Personenschäden bezieht. Sicherheit gilt als vorhanden, wenn das Risiko (für Personenschäden) nicht größer als ein definiertes bzw. von der Gesellschaft noch toleriertes Grenzzisiko ist.

Die Zuverlässigkeit stellt die Eigenschaft eines Bauteils dar, während einer festgelegten Zeit (Nutzungsdauer) mit vorgegebener (hoher) Wahrscheinlichkeit nicht zu versagen bzw. seine Funktion beizubehalten. Im Unterschied zur Sicherheit ist die Zuverlässigkeit P_S eine quantifizierbare Größe, die üblicherweise als Komplementärwert zur Versagenswahrscheinlichkeit P_f definiert wird.

$$P_S = 1 - P_f \quad (\text{Gl. 4})$$

Im Bauwesen wird daher i. d. R. die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeitsindex β , unter der Annahme einer normalverteilten Grenzzustandsfunktion (mit der Standardnormalverteilung Φ) zur Quantifizierung der Bauteilzuverlässigkeit verwendet.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad \text{bzw.} \quad \beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (\text{Gl. 5})$$

Weiterführende Abhandlungen zu den Begriffen *Risiko*, *Sicherheit* und *Zuverlässigkeit* im Bauwesen sind u. a. in [Schn96, Rack00, CuPr03, Hans04, Fabe05, Bram10, BrKB11a, BrKB11b, Ritt11, CoDö13, WöBe13, Hans14] nachzulesen.

Methoden der Risikobewertung

Innerhalb eines umfassenden Risikomanagements stellt die Bewertung von Risiken eine zentrale Aufgabe dar. Dabei lässt sich das Risikomanagement insgesamt in vier Hauptphasen einteilen [CoDö13]:

- Gesamtkonzeption,
- Risikoanalyse,
- Risikobeurteilung,
- Risikooptimierung / Risikominderung.

Die Risikobeurteilung besteht mindestens aus einem beschreibenden (qualitativen) Teil und kann durch einen rechnerischen (quantitativen) Teil ergänzt werden. Der qualitative Teil dient zur Identifizierung aller Gefährdungen und den zugehörigen Gefährdungsszenarien. Unter der Voraussetzung eines genauen Verständnisses des zu untersuchenden Sachverhaltes wird das Schadensausmaß, z. B. anhand von Schadensauswirkungen beschrieben. Im quantitativen Teil werden Wahrscheinlichkeiten für den Schadenseintritt und die Schadensfolgen ermittelt. Dazu kommen in der Regel analytische Methoden zur Ermittlung der Wahrscheinlichkeiten zum Einsatz, die zumindest teilweise auf (Ingenieur-) Abschätzungen beruhen und somit nicht die tatsächliche Versagenhäufigkeit beschreiben.

Da die Bewertung eines Risikos häufig mit subjektiven Einschätzungen einhergeht, ist es i. d. R. nicht möglich, einen allgemeingültigen Bewertungsmaßstab bzw. Grenzwert für ein Risiko festzulegen. Daher stehen eine Vielzahl unterschiedlicher Methoden und Verfahren für den Vergleich von Risiken zur Verfügung (siehe u. a. [CuPr04, Pros04, Möss12]). Im Folgenden werden die drei in [Schn96] dargestellten Risikovergleiche genauer betrachtet:

- (i) Vergleich der Risiken mit offensichtlich akzeptierten Risiken (Grenzrisiko),
- (ii) Vergleich der Rettungseffizienz von Sicherheitsmaßnahmen,
- (iii) Vergleich im Ausmaß-Häufigkeits-Diagramm.

(i) Vergleich der Risiken mit offensichtlich akzeptierten Risiken (Grenzrisiko)

Das Grenzrisiko bezeichnet allgemein das Risiko, welches von der Gesellschaft gerade noch toleriert bzw. implizit durch die Technik akzeptiert wird [Renn89]. Aufgrund der Eindeutigkeit und Quantifizierbarkeit werden Risiken oft anhand des Todesfallrisikos des Individuums

(Zahl der Opfer) gemessen. Akzeptierbare Risiken werden von Menschen subjektiv, z. B. in Abhängigkeit der Schwere einzelner Unfälle eingeschätzt. Dabei nimmt die Bedeutung von Risiken überproportional mit dem Schadensausmaß C zu. Bei der Berechnung des (gewichteten) Risikos R_{av} kann diese sogenannte Risikoaversion mit der Einführung von Aversionsfunktionen I_{av} durch Multiplikation mit dem Produkt aus der Eintrittswahrscheinlichkeit P_i und dem Schadensausmaß C_i gewichtet werden.

$$R_{av} = \sum_i P_i \cdot C_i \cdot I_{av} \tag{Gl. 6}$$

Die Darstellung der Risikoaversion kann mit Hilfe von F-N-Diagrammen (engl.: Frequency-Numbers-Diagrams) erfolgen. Die ersten F-N-Diagramme wurden von Farmer [Farm67] entwickelt und im Zuge des sogenannten Rasmussen-Reports Anfang der 1970er-Jahre besonders bekannt. In diesen Diagrammen werden die Eintrittswahrscheinlichkeiten F über die Anzahl der Todesopfer N aufgetragen (Bild 2.1).

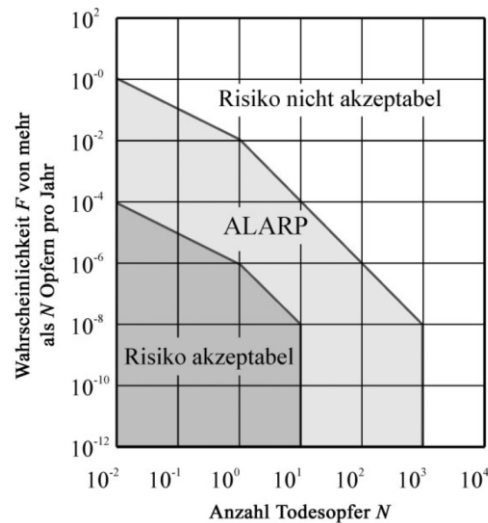


Bild 2.1: Beispielhafte Darstellung eines F-N-Diagramms (Groningen-Zielkurve 1978) aus [CuPr04]

Aufgrund der doppellogarithmischen Darstellung können sowohl das gesamte Spektrum möglicher Eintrittswahrscheinlichkeiten als auch alle denkbaren Opferzahlen wiedergegeben werden. Zur Bestimmung gesellschaftlich akzeptabler Risiken wird oft das sogenannte ALARP-Prinzip verwendet. Dabei werden akzeptable und nicht akzeptable Bereiche definiert. Zwischen diesen Bereichen ergibt sich der ALARP-Bereich (engl.: as low as reasonable

practi-cable), der unter gewissen Bedingungen als noch zulässig angesehen wird und somit das Grenzzisiko beschreibt.

Auf Grundlage der F-N-Diagramme haben sich unterschiedliche Varianten entwickelt, die sich in der Definition der horizontalen Achse unterscheiden. F-D-Diagramme geben beispielsweise den Schaden an, F-PAR-Diagramme die Anzahl der Menschen in einem gefährdeten Bereich, F-t-Diagramme die Zeit, um die Schäden zu beseitigen, und F-E-Diagramme den Energieverlust.

(ii) Vergleich der Rettungseffizienz von Sicherheitsmaßnahmen

Jede Reduktion des Risikos, insbesondere im Hinblick auf das Individualrisiko, ist mit einem finanziellen Aufwand verbunden. Die Kosten, die zur Risiko-Reduktion bzw. zur Erhöhung der Sicherheit entstehen, werden als Sicherheitskosten bezeichnet. Zur einheitlichen Bewertung unterschiedlicher Risiken wird in der Literatur der Begriff der *Rettungskosten* verwendet, der den Quotienten aus den Sicherheitskosten und der Risiko-Reduktion beschreibt [Schn96]:

$$RK_M = \frac{SK_M}{\Delta P_{f_M} \cdot E(S)} \quad (\text{Gl. 7})$$

mit: RK_M = *Rettungskosten einer Maßnahme*

SK_M = *investierte Sicherheitskosten einer Maßnahme*

ΔP_{f_M} = *Versagenswahrscheinlichkeit vor bzw. nach einer Maßnahme*

$E(S)$ = *Erwartungswert des Schadens*

Der Quotient hat dabei z. B. die Dimension „Geldeinheit pro Schadeneinheit“ oder „Euro pro Menschenleben“. Es wird sichtbar, dass eine Definition von allgemeingültigen, absoluten Größen zur Unterscheidung vertretbarer bzw. vernünftiger und unvernünftiger Maßnahmen nicht möglich ist und insbesondere von der Leistungsfähigkeit der jeweiligen Volkswirtschaft abhängt. In technischen Bereichen ist die Definition absoluter Größen jedoch nebensächlich, da hierbei der ingenieurmäßige Gedanke im Vordergrund steht, Mittel zweckmäßig, d. h. dort wo sie viel nützen, einzusetzen [Schn96].

(iii) Vergleich im Ausmaß-Häufigkeits-Diagramm

Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme stellen eine effiziente und sehr anschauliche Methode zur Bewertung von Risiken dar [Schn96]. Dazu werden die bei der Beurteilung von Risiken maßgebenden Größen, Schadenshäufigkeit und Schadensausmaß, zunächst qualitativ klassifiziert und anschließend in ein Diagramm (Risikomatrix) eingetragen und bewertet (Bild 2.2 und Bild 2.3).

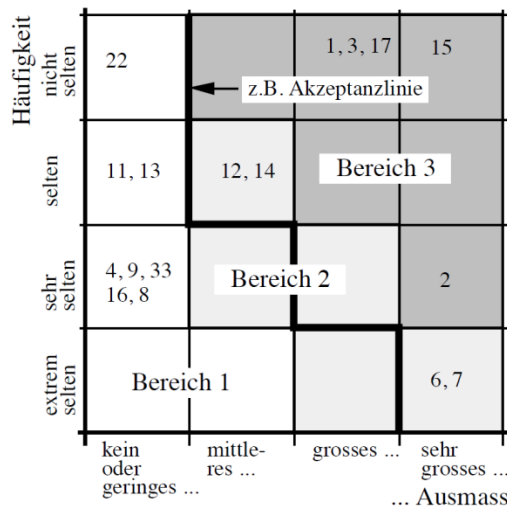


Bild 2.2: Schematische Darstellungen eines Ausmaß-Häufigkeits-Diagramms [Schn96]

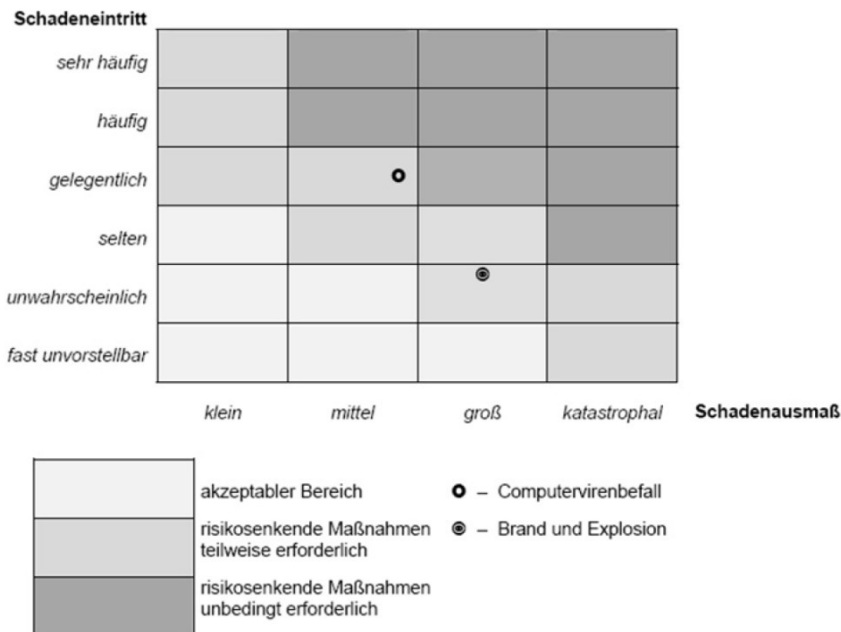


Bild 2.3: Beispiel einer Risikomatrix [CoDö13]

Die erforderlichen Eingangswerte für diese Diagramme lassen sich z. B. mit Hilfe von Expertenbefragungen oder aus Schadensstatistiken ermitteln. Trägt man das Schadensausmaß auf der horizontalen Achse und die Schadenshäufigkeit auf der vertikalen Achse auf, ergeben sich rechts oben im Diagramm große Risiken und links unten entsprechend kleine Risiken. Somit lassen sich verschiedene Bereiche (Bereich 1 bis 3) abgrenzen und Gefährdungsbilder gruppieren, die als Grundlage für die Priorisierung von Maßnahmen zur Risikoreduktion dienen.

Neben den Vorteilen der Bewertung mittels Risikomatrizen, liegen die Nachteile zum einen beim grundsätzlichen Schätzproblem im Fall nicht vorhandener Daten und zum anderen darin, dass für verschiedene Schadensarten das Schadensausmaß keine feste Größe darstellt, sondern einer Wahrscheinlichkeitsverteilung unterliegt. Daher eignet sich die Anwendung solcher Risikomatrizen insbesondere für operationelle Risiken (mögliche Schadenshöhen speziell bei unerwünschten Ereignissen) oder „echte“ Schadenereignisse [CoDö13].

Eine Erweiterung auf Basis der Risikomatrix stellt die Risikozahl dar, welche eine differenziertere Bewertung des Risikos ermöglicht. Kategorisiert man die Schadenshäufigkeit und das Schadensausmaß nicht wie in Bild 2.2 und Bild 2.3 mit entsprechenden Begrifflichkeiten, sondern weist ihnen entsprechende Zahlenwerte zu, lässt sich die Risikozahl als Produkt der Faktoren Schadenshäufigkeit und Schadensausmaß rechnerisch ermitteln. Anhand einer zu definierenden Skala lassen sich somit Gefährdungsbilder quantitativ vergleichen und präziser voneinander abgrenzen.

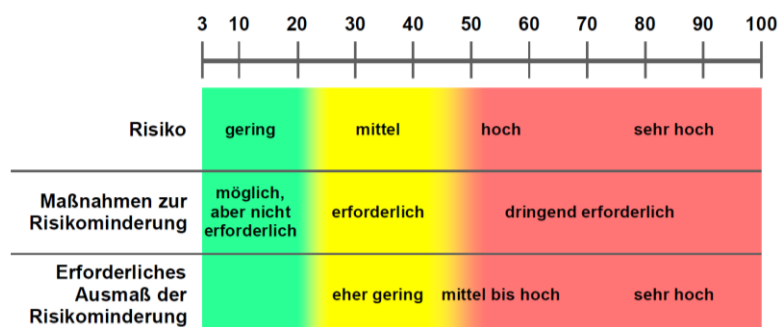


Bild 2.4: Beispiel zur Risikobewertung mittels Risikozahl [BAuA15]

2.2 Verstärkungsbedarf relevanter Massivbrücken

Auf Basis der in Kapitel 2.1.1 beschriebenen Methoden zur Risikobewertung wird ein adaptiertes Vorgehen entwickelt, welches es ermöglicht, den grundsätzlichen Verstärkungsbedarf bzw. die Notwendigkeit zur Verstärkung von Massivbrücken auf der Grundlage ausgewerteter Schadensdaten beurteilen zu können. Üblicherweise wird im Bauwesen das Risiko mit Hilfe der Wahrscheinlichkeit für das Versagen eines Tragwerks (rechnerisch) ermittelt, da im Allgemeinen der Stichprobenumfang aufgrund der kleinen Versagenswahrscheinlichkeiten und der daraus resultierenden geringen Anzahl an Schadensfällen zu gering ist. Die Voraussetzung dafür ist, dass sich Grenzzustandsfunktionen mathematisch formulieren lassen und fundierte mathematische Modelle vorliegen [Ritt11]. In dieser Arbeit soll jedoch nicht das Risiko für das Tragwerksversagen eines einzelnen Bauwerks ermittelt, sondern das Risiko für die grundsätzliche Notwendigkeit der Verstärkung von unterschiedlichen Brückentypen bewertet werden. Die Grundlage dazu bildet eine sehr umfangreiche Datenbank von Brückenschäden, die im Rahmen des BAST-Forschungsprojektes [ScPM15] ausgewertet wurde. Somit erfolgt die Evaluation des Verstärkungsrisikos nicht objektbezogen anhand probabilistischer Methoden zur Ermittlung von Wahrscheinlichkeiten, sondern auf der Grundlage tatsächlich aufgetretener Schadensdaten relevanter Brückentypen.

2.2.1 Datengrundlage

Als ursprüngliche Datengrundlage dienen reale Schadensdaten von insgesamt 3.475 Brücken aus dem Programmsystem SIB-Bauwerke, die von der BAST im Jahr 2012 zur Verfügung gestellt wurden. Die Rohdatenbank enthielt jedoch eine Vielzahl von Brückenbauwerken untergeordneter Bedeutung, wie beispielsweise Verkehrszeichenbrücken oder andere Brücken, die nicht bei der Evaluierung des Verstärkungsrisikos berücksichtigt werden sollten. Daher wurden in einem ersten Schritt folgende grundsätzliche Kriterien für die Auswahl der zu untersuchenden Brückenbauwerke zugrunde gelegt:

- Baujahr: 1935 bis 2010
- Brückenlänge: 5 m bis 1500 m
- Zustandsnote: 1,0 bis 3,5
- Brückenklasse: BK 12, 16, 16/16, 30, 30/30, 45, 60, 60/30, LM1

Auf der Basis dieser Kriterien ergibt sich eine Datengrundlage von 1.240 Brücken mit insgesamt 44.248 Einzelschäden. Die Auswertung der Verteilungen innerhalb dieser Kriterien belegen gute Übereinstimmungen mit den Verteilungen im Gesamtbestand von Massivbrücken im Zuge der Bundesfernstraßen, sodass die Datengrundlage als sehr repräsentativ anzusehen ist.

In Anlehnung an das in [ScPM15] erarbeitete Handbuch zur Darstellung von Schädigungspotenzialen werden die Brücken zur Ermittlung des Schadensrisikos in einem zweiten Schritt anhand folgender Unterscheidungsmerkmale kategorisiert:

- **Bauwerksart / Überbauquerschnitt:**
Hohlkasten-, Plattenbalken-, Platten-, Balken-, Rahmenbrücken und sonstige Brücken
- **Baujahr:**
< 1967, 1968 - 1979, 1980 - 2002, \geq 2003
- **Baustoff:**
Stahlbeton, Spannbeton
- **Statisches System in Brückenlängsrichtung:**
Einfeld-, Mehrfeldsystem

Durch die möglichen Kombinationen dieser Unterscheidungsmerkmale ergeben sich insgesamt 96 unterschiedliche Bauwerksgruppen bzw. Brückenkategorien. Die Bewertung des Verstärkungsrisikos erfolgt dabei anhand von Schäden an den maßgeblichen Konstruktionselementen des Überbaus. Somit wird die Datengrundlage insbesondere auf Schäden am (Stahl-)Betonquerschnitt, an den Kappen, am Vorspannsystem, an der Abdichtung, am Belag und an den Fahrbahnübergängen weiter eingegrenzt. Darüber hinaus erfordert das gewählte Vorgehen eine ausreichend große Datengrundlage, um eine fundierte Bewertung des Verstärkungsrisikos vornehmen zu können. Die Ermittlung des Verstärkungsrisikos erfolgt im Weiteren für die 15 häufigsten Brückenkategorien, die innerhalb der Datenbank, anhand von insgesamt 918 Brückenbauwerken mit insgesamt 17.065 Einzelschäden, erfasst wurden. Somit ergeben sich pro Brückenkategorie durchschnittlich ca. 65 Brücken (zwischen 186 und 31 Brücken) mit durchschnittlich 1.138 Einzelschäden (zwischen 187 und 4.269 Schäden). Die Tabelle 2.1 enthält eine übersichtliche Zusammenstellung der 15 Brückenkategorien unter Angabe der Brückenanzahl und der durchschnittlichen Schadensanzahl der jeweiligen Kategorie.

Tabelle 2.1: Zusammenfassung der Datengrundlage

Brücken- kategorie ¹	Quer- schnitt	Baujahr	Baustoff	statisches System	Brückenanzahl und -anteil ²	Ø Schadens- anzahl ³
BK_1	Platten- balken	1968 - 1979	Spannbeton	Mehrfeld	185 (14,9 %)	28,5
BK_2	Platte	1968 - 1979	Stahlbeton	Einfeld	123 (9,9 %)	44,8
BK_3	Platte	1968 - 1979	Spannbeton	Einfeld	73 (5,9 %)	28,2
BK_4	Platte	< 1967	Stahlbeton	Einfeld	64 (5,2 %)	50,9
BK_5	Platten- balken	1980 - 2002	Spannbeton	Mehrfeld	58 (4,7 %)	18,0
BK_6	Platten- balken	1968 - 1979	Spannbeton	Einfeld	54 (4,4 %)	29,3
BK_7	Platte	1980 - 2002	Stahlbeton	Einfeld	54 (4,4 %)	25,3
BK_8	Balken	1980 - 2002	Spannbeton	Mehrfeld	48 (3,9 %)	22,4
BK_9	Balken	1968 - 1979	Spannbeton	Mehrfeld	46 (3,7 %)	41,2
BK_10	Platten- balken	< 1967	Spannbeton	Einfeld	43 (3,5 %)	63,3
BK_11	Platten- balken	< 1967	Spannbeton	Mehrfeld	39 (3,1 %)	44,9
BK_12	Hohl- kasten	1968 - 1979	Spannbeton	Mehrfeld	36 (2,9 %)	13,4
BK_13	Rahmen	< 1967	Stahlbeton	Einfeld	32 (2,6 %)	57,2
BK_14	Rahmen	1968 - 1979	Stahlbeton	Einfeld	32 (2,6 %)	24,5
BK_15	Platte	1968 - 1979	Spannbeton	Mehrfeld	31 (2,5 %)	24,9

¹ 15 Brückenkategorien mit 918 Brücken (von insgesamt 1.240 Brücken der Datengrundlage)

² Anteil der Brücken bezüglich der Datengrundlage von 1.240 Brücken.

³ Durchschnittliche Schadensanzahl pro 1000 m² Brückenfläche.

2.2.2 Methodik des Vorgehens

Die Ermittlung und Bewertung des Verstärkungsrisikos erfolgt anhand von Schäden an den maßgeblichen Konstruktionselementen des Überbaus für die 15 häufigsten Brückenkategorien der zuvor dargestellten Datengrundlage. Die Basis des Vorgehens bilden die Schadensbewertungszahlen nach [RI-PRÜF03], die im Rahmen der Bauwerksprüfung jedem Schaden getrennt für die Merkmale Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit zugewiesen werden. Da von den verkehrssicherheitsrelevanten Schäden keine Auswirkungen auf das Verstärkungsrisiko zu erwarten sind, werden diese nicht weiter berücksichtigt. Die Ermittlung des Verstärkungsrisikos wird somit getrennt für standsicherheitsrelevante und dauerhaftigkeitsrelevante Schäden vorgenommen, wobei die Vorgehensweise der Risikoermittlung für beide Merkmale grundsätzlich gleich ist. Die Evaluation des Verstärkungsrisikos erfolgt zum einen grafisch (semi-quantitativ) anhand von Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen bzw. Risikomatrizen. Zum anderen wird das Verstärkungsrisiko anhand von rechnerisch ermittelten Risikozahlen quantitativ bewertet. Das Ziel besteht darin, das Verstärkungsrisiko sowohl anhand der Schäden bezüglich der Standsicherheit und der Dauerhaftigkeit als auch anhand der Risikomatrizen und der Risikozahlen möglichst gleichwertig beurteilen zu können.

Zur Berechnung des Verstärkungsrisikos müssen zunächst die erforderlichen Schadensdaten aus der im Microsoft-Excel-Format vorliegenden Datenbank gefiltert und aufbereitet werden. Die programmtechnische Umsetzung des im Folgenden beschriebenen Vorgehens erfolgt mit der Programmiersprache VBA (Visual Basic for Applications) in Microsoft Excel:

- (1) In einem ersten Schritt werden die (Schadens-)Daten aller Brücken für die jeweilige Kategorie extrahiert und gespeichert. So ergeben sich entsprechend der Anzahl an Brückenkategorien 15 neue Datenbanken, die als Grundlage der weiteren Datenaufbereitung dienen.
- (2) Für jede Brücke innerhalb einer Kategorie wird die Brückenfläche ermittelt.
- (3) Anschließend wird für jede dieser Brücken die Anzahl der Schäden getrennt für die einzelnen Bewertungszahlen (von 1 bis 4), jeweils für das Merkmal der Standsicherheit und der Dauerhaftigkeit aufsummiert und durch die zugehörige Brückenfläche dividiert. Die so ermittelte Schadenssumme (SM) hat somit die Einheit Schadensanzahl pro 1000 m² Brückenfläche.

- (4) Daran anschließend wird für jede Bewertungszahl (getrennt für die Standsicherheit und die Dauerhaftigkeit) die Schadenshäufigkeit (SH) als arithmetisches Mittel der Schadenssummen aller Brücken innerhalb einer Kategorie berechnet.

$$SH = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n SM_i \quad (\text{Gl. 8})$$

mit: n = Anzahl der Brücken innerhalb einer Kategorie

Die so ermittelten (Schadens-)Häufigkeiten bilden die Grundlage für die Risikoermittlung mittels Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen bzw. Risikomatrizen und Risikozahlen. In den Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen wird die Konsequenz des Schadens (Schadensausmaß) durch Auswertung der Bewertungszahlen von 1 bis 4 auf der horizontalen Achse (X-Achse) ausgedrückt und der Schadenshäufigkeit für die jeweilige Bewertungszahl auf der vertikalen Achse (Y-Achse) gegenübergestellt. Für jede Brückenkategorie entsteht somit ein Diagramm für die Standsicherheit und ein Diagramm für die Dauerhaftigkeit. Diese Darstellung ermöglicht zunächst den direkten, visuellen Vergleich zwischen den einzelnen Brückenkategorien hinsichtlich des Verstärkungsrisikos. Zur allgemeinen Einordnung und Bewertung des Verstärkungsrisikos müssen Risikobereiche zur Abgrenzung von akzeptablen und nicht akzeptablen Risiken sowie Grenzkategorien definiert werden. Dazu werden entsprechende Risikomatrizen getrennt für die Merkmale Standsicherheit und Dauerhaftigkeit entwickelt. Als Erweiterung der Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme und zur quantitativen Risikobeschreibung werden darüber hinaus Risikozahlen für jede Brückenkategorie ermittelt. Die Risikozahl beschreibt das Summenprodukt aus den Bewertungszahlen und den zugehörigen Schadenshäufigkeiten, sodass sich analog zu den Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen für jede Brückenkategorie eine Risikozahl für die Standsicherheit und eine Risikozahl für die Dauerhaftigkeit ergibt. Zur tatsächlichen Bewertung des Verstärkungsrisikos werden, vergleichbar zu den Risikomatrizen, Grenzbereiche für die unterschiedlichen Risikoklassen definiert.

2.2.3 Darstellung und Bewertung des Verstärkungsbedarfs

Wie zuvor beschrieben, erfolgt die Evaluierung des Verstärkungsrisikos zum einen qualitativ anhand von Häufigkeits-Ausmaß-Diagrammen unter Hinzunahme von Risikomatrizen und zum anderen quantitativ anhand mathematisch ermittelter Risikozahlen.

Bewertung mittels Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen und Risikomatrizen

Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme bieten den Vorteil der direkten optischen Vergleichbarkeit verschiedener Brückenkategorien und einer leicht verständlichen Bewertung anhand von Risikomatrizen. Bereits ohne die genaue Abgrenzung von Risikobereichen lassen sich die unterschiedlichen Brückenkategorien bezüglich des Verstärkungsrisikos miteinander vergleichen. Die Festlegung der Y-Achse erfolgt auf Grundlage der größten aufgetretenen Schadenshäufigkeit aller Brückenkategorien. Somit ergibt sich ein maximaler Wert von 5 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche für das Merkmal der Standsicherheit und von 35 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche für das Merkmal der Dauerhaftigkeit. Auf Grundlage der Bewertungszahlen nach RI-EBW-PRÜF [RI-PRÜF03] von 1 bis 4 wird das Schadensausmaß auf der X-Achse jeweils mit vier der Begriffe „kein“, „geringes“, „mittleres“, „großes“ und „katastrophales“ Schadensausmaß beschrieben. Dauerhaftigkeitsrelevante Schäden wirken sich zunächst nur indirekt und weniger stark auf das Verstärkungsrisiko aus. Sie können jedoch mit fortschreitendem Brückenalter zu negativen Auswirkungen auf die Standsicherheit und auf das Verstärkungsrisiko führen. Standsicherheitsrelevante Schäden hingegen wirken sich unmittelbar auf das Verstärkungsrisiko aus. Daher ergibt sich eine differenzierte Einteilung des Schadensausmaßes auf Grundlage von Schäden bezüglich der Standsicherheit von „mittleres“ bis „katastrophales“ Schadensausmaß und bezüglich der Dauerhaftigkeit von „kein“ bis „großes“ Schadensausmaß. Nachfolgend ist der Vergleich des Verstärkungsrisikos mittels Häufigkeits-Ausmaß-Diagrammen von zwei unterschiedlichen Brückenkategorien auf Grundlage der Bewertungszahlen bezüglich der Standsicherheit sowie der Dauerhaftigkeit exemplarisch dargestellt. Eine Zusammenstellung aller Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme der 15 untersuchten Brückenkategorien findet sich im Anhang A.

Das Diagramm der Brückenkategorie 5 weist für das Merkmal der Standsicherheit (Bild 2.5) mit 0,15 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche insgesamt eine sehr geringe Schadenshäufigkeit auf. Die Schäden lassen sich alle der „mittleren“ Schadensausmaßklasse zuordnen. Das Diagramm der Brückenkategorie 11 zeigt hingegen eine deutlich größere Schadenshäufigkeit im Vergleich zur Brückenkategorie 5. Die Häufigkeit der Schäden mit „mittlerem“ Ausmaß ist mit ca. 2,2 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche deutlich höher als für die Brückenkategorie 5. Zudem ergibt sich eine Häufigkeit von ca. 0,21 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche für Schäden mit „großem“ Ausmaß. Durch den direkten Vergleich der beiden Ausmaß-

Häufigkeits-Diagramme ist ein grundsätzlich deutlich höheres Verstärkungsrisiko für die Brückenkategorie 11 im Vergleich zur Brückenkategorie 5 auf Basis der standsicherheitsrelevanten Brückenschäden erkennbar.

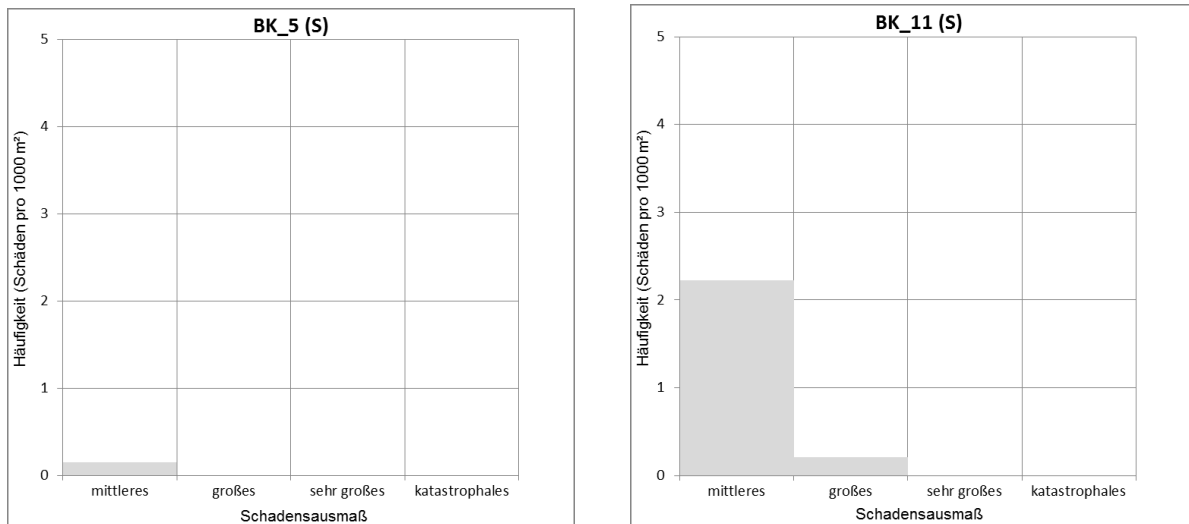


Bild 2.5: Vergleich der Brückenkategorie 5 (links) und der Brückenkategorie 11 (rechts) mittels Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen für das Merkmal der Standsicherheit

Für das Merkmal der Gebrauchstauglichkeit (Bild 2.6) weist das Diagramm der Brückenkategorie 5 insgesamt Schäden mit „keinem“, „geringem“ und „mittlerem“ (grafisch nicht zu erkennen) Schadensausmaß auf. Dabei beträgt die Häufigkeit für die Kategorie „kein“ Ausmaß ca. 11,0 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche, für die Kategorie „geringes“ Ausmaß ca. 5,9 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche und für die Kategorie „mittleres“ Schadensausmaß ca. 0,1 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche. Bei der Brückenkategorie 11 ist die Schadenshäufigkeit im Vergleich zur Brückenkategorie 5 insgesamt deutlich größer (ca. 3-mal mehr Schäden pro 1000m² Brückenfläche). Für Schäden mit „keinem“ Ausmaß ist die Häufigkeit bei der Brückenkategorie 11 geringfügig kleiner, jedoch ergeben sich deutlich größere Häufigkeiten für Schäden mit „geringen“ Ausmaß (ca. 31,1 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche) und mit „mittlerem“ Ausmaß (ca. 2,1 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche) im Vergleich zur Brückenkategorie 5. Der Vergleich auf Basis von dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden zeigt analog zu den Diagrammen der Standsicherheit ein (deutlich) höheres Verstärkungsrisiko für die Brückenkategorie 11 im Vergleich zur Brückenkategorie 5.

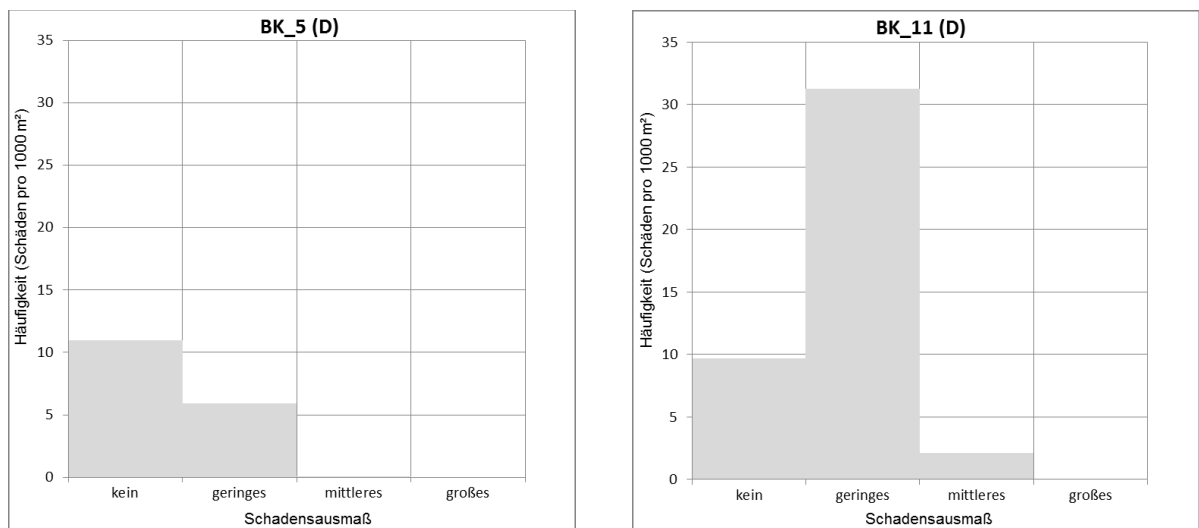


Bild 2.6: Vergleich der Brückenkategorie 5 (links) und der Brückenkategorie 11 (rechts) mittels Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen für das Merkmal der Dauerhaftigkeit

Anhand der exemplarisch vorgestellten Diagramme kann somit gezeigt werden, dass sich die Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme für den direkten Vergleich des Verstärkungsrisikos einzelner Brückenkategorien sehr gut eignen.

Für eine einheitliche (semiquantitative) Evaluierung des Verstärkungsrisikos einzelner Brückenkategorien wurden im Rahmen dieser Arbeit aufbauend auf den Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen entsprechende Risikomatrizen unter Berücksichtigung der aufgetretenen Schadenshäufigkeiten und deren Auswirkungen entwickelt (Bild 2.7). Innerhalb der Risikomatrizen kennzeichnen die grünen Flächen den Bereich des geringen Verstärkungsrisikos. Diese Flächen geben somit an, dass eine Verstärkung von Brücken dieser Brückenkategorie in der Regel nicht erforderlich erscheint. Die gelben Flächen kennzeichnen den sogenannten ALARP-Bereich (engl.: „as low as reasonably possible“), der auch als Grenzzisiko bezeichnet wird. Brückenkategorien innerhalb dieses Bereichs weisen ein mittleres Verstärkungsrisiko auf. Die roten Flächen kennzeichnen den Bereich des hohen Verstärkungsrisikos. Brückenkategorien, die in diesem Bereich liegen bedürfen in der Regel einer tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung.

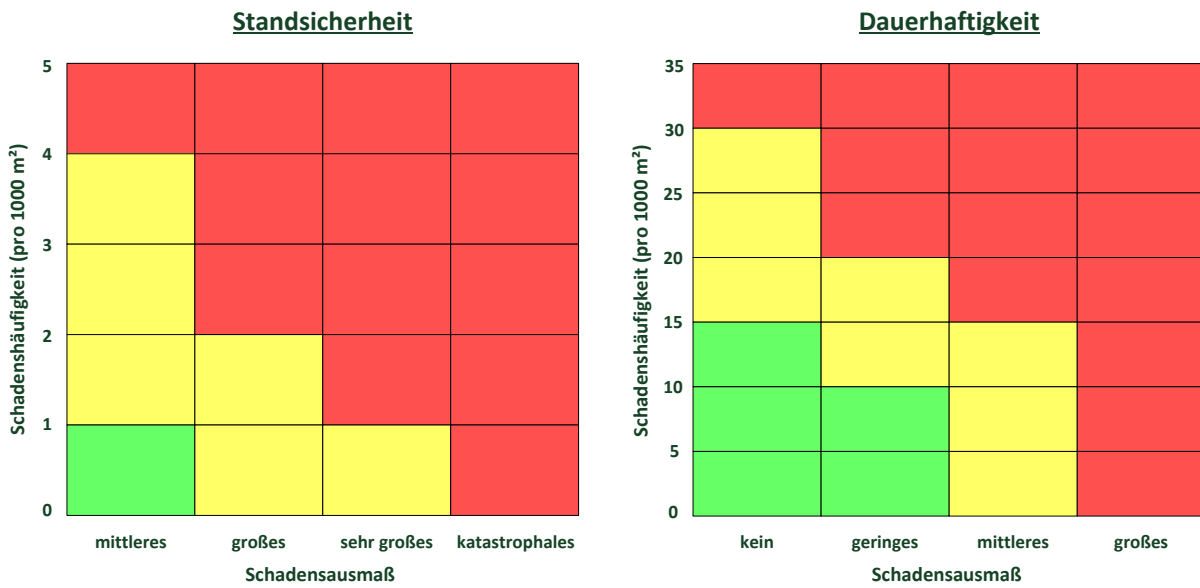


Bild 2.7: Risikomatrizen zur Bewertung des Verstärkungsrisikos bezüglich der Standsicherheit (links) und der Dauerhaftigkeit (rechts)

Bei der Anwendung dieser Risikomatrizen auf die Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme der zuvor betrachteten Brückenkategorie 5 zeigt sich, dass sowohl auf Basis der standsicherheitsrelevanten als auch der dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden eine grundsätzliche Verstärkung von Brücken dieser Kategorie nicht erforderlich scheint. Die Brückenkategorie 11 weist auf Grundlage der standsicherheitsrelevanten Schäden ein Grenzkrisiko auf, hinsichtlich der dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden wird ein hohes Verstärkungsrisiko ermittelt, sodass für Brücken dieser Kategorie eine Verstärkung grundsätzlich erforderlich scheint. Die Bewertung des Verstärkungsrisikos auf Basis der Risikomatrizen ist für alle untersuchten Brückenkategorien zusammenfassend in Tabelle 2.3 dargestellt.

Bewertung mittels Risikozahlen

Die Ermittlung der Risikozahlen basiert auf den zuvor dargestellten Häufigkeits-Ausmaß-Diagrammen, wobei das Schadensausmaß wieder durch die Bewertungszahlen nach RI-EBW-PRÜF [RI-PRÜF03] ganzzahlig von 1 bis 4 ausgedrückt wird. Die Risikozahl ergibt sich generell aus dem Summenprodukt der Bewertungszahlen (Bz) und den zugehörigen Häufigkeiten (H). Es wird also das Produkt des Schadensausmaßes und der zugehörigen Häufigkeit des Ausmaßes berechnet und für die vier einzelnen Schadensausmaßklassen bzw. Bewertungszahlen aufsummiert. Ein Vorteil bei der Ermittlung des Verstärkungsrisikos mittels

Risikozahlen besteht darin, dass auch (sehr) kleine Häufigkeiten Berücksichtigung finden, die bei der visuellen Darstellung durch Häufigkeits-Ausmaß-Diagramme nicht erkannt werden können. Zudem können Faktoren zur Wichtung einzelner Schadensausmaßklassen eingeführt werden. Für die hier entwickelte Bewertung soll sich zum einen die Größe der Bewertungszahl überproportional auf das Verstärkungsrisiko auswirken. Zum anderen wird unterstellt, dass sich bei höheren Bewertungszahlen größere Auswirkungen auf das Verstärkungsrisiko hinsichtlich der Standsicherheit als hinsichtlich der Dauerhaftigkeit ergeben. Aus diesen Gründen wird innerhalb des Summenproduktes ein Faktor R als Exponent der Bewertungszahl eingeführt. Für die Ermittlung der Risikozahl auf Grundlage der Standsicherheitsschäden (R_S) wird vom Autor der Faktor $R = 3$ definiert. Für die Ermittlung der Risikozahl auf Grundlage der Dauerhaftigkeitsschäden (R_D) wird der Faktor $R = 2$ festgelegt.

$$R_S = \sum_{i=1}^4 Bz_i^R \cdot H_i \quad \text{mit } R = 3 \quad (\text{Gl. 9})$$

$$R_D = \sum_{i=1}^4 Bz_i^R \cdot H_i \quad \text{mit } R = 2 \quad (\text{Gl. 10})$$

mit: Bz_i = Summenprodukt der einzelnen Bewertungszahlen

H_i = den Bewertungszahlen zugehörige Häufigkeiten

Die so berechneten Risikozahlen sind für die untersuchten 15 Brückenkategorien getrennt für die Standsicherheit (R_S) und die Dauerhaftigkeit (R_D) in Tabelle 2.2 dargestellt.

Tabelle 2.2: Risikozahlen der einzelnen Brückenkategorien

	Brückenkategorie														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R_S	1,5	3,6	1,0	2,8	0,2	1,4	0,9	0,2	3,1	4,5	3,9	1,1	4,3	0,8	1,0
R_D	78	111	69	123	36	77	55	52	107	169	154	35	167	55	70

Auf der Grundlage standsicherheitsrelevanter Schäden werden Risikozahlen zwischen 0,2 und 4,5 ermittelt. Aufgrund der deutlich größeren Häufigkeit von dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden im Vergleich zu standsicherheitsrelevanten Schäden ergibt die vorgenommenen Berechnung auch deutlich höhere Risikozahlen von 35 bis 169.

Analog zur Entwicklung von Risikomatrizen für die Bewertung von Ausmaß-Häufigkeits-Diagrammen werden auch für die quantitative Einordnung der Risikozahlen Grenzwerte zur Abgrenzung von unterschiedlichen Risikobereichen getrennt für die Merkmale Standsicherheit und Dauerhaftigkeit erarbeitet. Die Ermittlung dieser Grenzwerte erfolgte anhand eines iterativen Vorgehens und beruht im Wesentlichen auf den subjektiven Einschätzungen und Erfahrungen des Autors unter Berücksichtigung der bereits durchgeführten Auswertungen mittels Risikomatrizen. Für die Bewertung auf der Grundlage standsicherheitsrelevanter Schäden (Bild 2.8) kann ein geringes Verstärkungsrisiko, d. h. der Bereich in dem die Verstärkung einer Brücke in der Regel nicht erforderlich ist, für Risikozahlen bis ca. 1 angegeben werden. Der Grenzbereich erstreckt sich etwa von 1 bis 3. Der Bereich des hohen Verstärkungsrisikos beginnt bei ca. 3. Für die Bewertung auf der Grundlage dauerhaftigkeitsrelevanter Schäden (Bild 2.9) wird der geringe Risikobereich für Risikozahlen bis ca. 60 definiert, der Grenzbereich liegt etwa zwischen 60 und 120 und der hohe Risikobereich beginnt bei ca. 120.

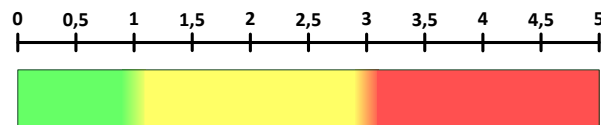


Bild 2.8: Risikobewertung mittels Risikozahl auf Grundlage der Bewertungszahlen bezüglich der Standsicherheit

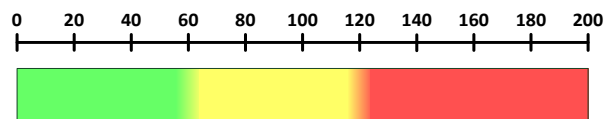


Bild 2.9: Risikobewertung mittels Risikozahl auf Grundlage der Bewertungszahlen bezüglich der Dauerhaftigkeit

Zusammenfassende Bewertung

Die gesamte Bewertung des Verstärkungsrisikos ist abschließend für alle 15 untersuchten Brückenkategorien in Tabelle 2.3 zusammengefasst. Die Darstellung der Risikobewertung erfolgt sowohl auf Basis der Risikomatrix als auch auf Basis der Risikozahl, jeweils getrennt für standsicherheitsrelevante sowie dauerhaftigkeitsrelevante Schäden. Zudem ist die

durchschnittliche Schadensanzahl pro 1000 m² Brückenfläche für die Brücken innerhalb der jeweiligen Kategorie aufgeführt.

Tabelle 2.3: Zusammenfassung und abschließende Bewertung des Verstärkungsrisikos

Brücken- kategorie	Ø Schadens- anzahl ⁴	Bewertung mittels Risikomatrix ⁵		Bewertung mittels Risikozahl ⁴		Verstärkungs- risiko ⁴
		Stand- sicherheit	Dauer- haftigkeit	Stand- sicherheit	Dauer- haftigkeit	
BK_1	28,5	✓	○	○	○	○
BK_2	44,8	✗	✗	✗	○	✗
BK_3	28,2	○	○	○	○	○
BK_4	50,9	○	✗	○	✗	(✗)
BK_5	18,0	✓	✓	✓	✓	✓
BK_6	29,3	○	○	○	○	○
BK_7	25,3	✓	✓	✓	✓	✓
BK_8	22,4	✓	✓	✓	✓	✓
BK_9	41,2	✗	✗	✗	○	✗
BK_10	63,3	○	✗	✗	✗	✗
BK_11	44,9	○	✗	✗	✗	✗
BK_12	13,4	○	✓	○	✓	(○)
BK_13	57,2	✗	✗	✗	✗	✗
BK_14	24,5	○	✓	✓	✓	✓
BK_15	24,9	✓	○	○	○	○

Das Ziel der vorliegenden Evaluation war es, eine möglichst äquivalente Bewertung des Verstärkungsbedarfs von Massivbrücken mittels Risikomatrix und Risikozahl sowohl auf Grundlage von standsicherheitsrelevanten als auch von dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden vornehmen zu können. Insgesamt zeigen die Auswertungen bei ca. 87 % der untersuchten

⁴ Durchschnittliche Schadensanzahl pro 1000 m² Brückenfläche

⁵ ✓: geringes Risiko; ○: mittleres Risiko; ✗: hohes Risiko

Brückenkategorien (13 von 15 Brückenkategorien) Übereinstimmungen bei mindestens drei der vier zugrunde gelegten Bewertungsparameter. Der Vergleich zwischen den Bewertungen mittels Risikomatrix und Risikozahl hinsichtlich dauerhaftigkeitsrelevanter Schäden ergibt sehr gute Übereinstimmungen bei 85 % der Brückenkategorien. Lediglich bei zwei Brückenkategorien (BK_2 und BK_9) kommt es nicht zu einer Übereinstimmung, wobei beide Kategorien anhand der Risikomatrix schlechter bewertet werden als anhand der Risikozahl. Beim Vergleich zwischen den Bewertungen mittels Risikomatrix und Risikozahl hinsichtlich standsicherheitsrelevanter Schäden zeigt sich eine etwas schlechtere Übereinstimmung der Ergebnisse bei ca. 67 % der Brückenkategorien. Dabei werden vier Brückenkategorien besser und eine Brückenkategorie schlechter durch Anwendung der Risikomatrix im Vergleich zur Risikozahl bewertet. Der Vergleich bei der Bewertung mittels Risikozahl zwischen standsicherheitsrelevanten und dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden liefert Übereinstimmungen bei ca. 75 % der Brückenkategorien. Dabei ergeben sich bei den nicht übereinstimmend bewerteten Kategorien einmal eine bessere und dreimal eine schlechtere Bewertung auf Grundlage der standsicherheitsrelevanten im Vergleich zu den dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden. Der Vergleich der Bewertung mittels Risikomatrix zwischen standsicherheitsrelevanten und dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden führt bei ca. 55 % der Kategorien zu Übereinstimmungen und liefert somit etwas schlechtere Ergebnisse im Vergleich zur Risikozahlbewertung. Die unterschiedlichen Bewertungen zwischen Risikomatrix und Risikozahl können überwiegend darauf zurückgeführt werden, dass aufgrund der visuellen Darstellung und Auswertung mittels Risikomatrizen (sehr) geringe Häufigkeiten nicht berücksichtigt wurden, die sich jedoch auf das Verstärkungsrisiko auswirken können. Zudem wurde bei der Ermittlung auf Basis der Risikozahl ein zusätzlicher Faktor zur Berücksichtigung des überproportionalen Anstiegs des Verstärkungsrisikos mit größer werdenden Bewertungszahlen eingeführt.

Für die Evaluierung des grundsätzlichen Verstärkungsbedarfs einzelner Brückenkategorien des Gesamtbrückenbestandes lassen die Auswertungen den Schluss zu, dass insbesondere die Risikozahlbewertung ein geeignetes Kriterium darstellt. Bei unterschiedlichen Ergebnissen innerhalb der Risikozahlbewertung zwischen standsicherheitsrelevanten und dauerhaftigkeitsrelevanten Schäden werden die Ergebnisse der Risikomatrixauswertung als zusätzliches Entscheidungskriterium herangezogen. Demnach ist für Brücken der Kategorien 5, 7, 8 und 14 eine Verstärkung nicht grundsätzlich erforderlich. Bis auf die Brückenkategorie 14

beinhalten diese Kategorien die „jüngsten“ Brücken innerhalb der vorgenommenen Risikobewertung mit einem Baujahr zwischen 1980 und 2002. Für Brücken der Kategorien 2, 4, 9, 10, 11 und 13 hingegen zeigt sich, dass eine Verstärkung grundsätzlich erforderlich werden kann. Alle „sehr alten“ Brücken mit einem Baujahr vor 1967, die im Rahmen der Auswertung berücksichtigt wurden, fallen in eine dieser Kategorien. Die übrigen Brückenkategorien 1, 3, 6, 12, und 15 weisen ein mittleres Verstärkungsrisiko auf, sodass eine Verstärkung von Brücken dieser Kategorie nicht grundsätzlich zu erwarten ist. Die Notwendigkeit einer zukünftigen Verstärkung dieser Brücken scheint jedoch wahrscheinlich. Hinsichtlich der durchschnittlichen Schadensanzahl, die sich sowohl auf standsicherheits- und dauerhaftigkeitsrelevante als auch auf verkehrssicherheitsrelevante Schäden bezieht, ist erkennbar, dass Brückenkategorien mit vergleichsweise vielen Schäden (mehr als 40 Schäden pro 1000 m² Brückenfläche) auch ein hohes Verstärkungsrisiko aufweisen. Im Gegenzug weist eine geringe durchschnittliche Schadensanzahl jedoch nicht direkt auf ein geringes Verstärkungsrisiko hin. Bezogen auf die Bauwerksart bzw. Querschnittsform, den Baustoff und das statische System der Brückenkategorien sind anhand der vorgenommenen Auswertungen keine eindeutigen Tendenzen zu einem besonders geringen oder einem besonders hohen Verstärkungsrisiko festzustellen.

3 Verstärkungen bestehender Massivbrücken

3.1 Gründe für das Erfordernis einer Verstärkung

Die Ursachen für die Verstärkung von Überbauten von Massivbrücken sind aufgrund der individuellen Besonderheiten jedes Bauwerks hinsichtlich des Baujahrs, der Konstruktionsweise, der geografischen Lage, der Nutzung usw. sehr vielfältig. Die Gründe für eine Brückenverstärkung betreffen zum einen die Widerstandseite (das Bauwerk) und zum anderen die Einwirkungsseite (Verkehr, Umweltbedingungen) und können in folgende grundsätzliche Aspekte unterteilt werden:

- Schlechter Bauwerkszustand,
- erhöhte Anforderungen an die Tragfähigkeit,
- Weiterentwicklung der Regelwerke und Vorschriften.

Die genaue Ursache einer Verstärkung lässt sich in den meisten Fällen nicht nur einem dieser Aspekte zuordnen. Vielmehr handelt es sich meist um das Zusammenspiel mehrerer Faktoren.

Schlechter Bauwerkszustand

Wie bereits in Kapitel 1.2.1 beschrieben, wird der Bauwerkszustand auf Grundlage der Ergebnisse der regelmäßig stattfindenden Bauwerksprüfungen nach festgelegten Kriterien und mittels eines speziellen Berechnungsalgorithmus als Zustandsnote (bzw. Substanzkennzahl) ausgedrückt. Die Zustandsnoten werden für jedes Brückenbauwerk bzw. Teilbauwerk errechnet und auf einer Skala von 1,0 bis 4,0 angegeben:

- 1,0 – 1,4: sehr guter Bauwerkszustand
- 1,5 – 1,9: guter Bauwerkszustand
- 2,0 – 2,4: befriedigender Bauwerkszustand
- 2,5 – 2,9: ausreichender Bauwerkszustand

- 3,0 – 3,4: nicht ausreichender Bauwerkszustand
- 3,5 – 4,0: ungenügender Bauwerkszustand

Die Verteilung der Zustandsnoten der Jahre 2005 bis 2016 (Bild 3.1) zeigt, dass der größte Anteil der Brücken (bezogen auf die Brückenfläche) eine Zustandsnote zwischen 2,0 und 2,9 aufweist. Jedoch wurde ein signifikanter Anteil an Brücken mit einer Zustandsnote von 3,0 und schlechter bewertet, was einen „nicht ausreichenden“ Brückenzustand signalisiert und umgehende Instandsetzungs-/Verstärkungsmaßnahmen erfordert. Zwar ist für den betrachteten Zeitraum ab dem Jahr 2007 ein leichter Rückgang von Brücken mit Zustandsnoten größer oder gleich 3,0 erkennbar, gleichzeitig nimmt jedoch auch der Anteil von Brücken mit einer Zustandsnote besser als 2,0 ab.

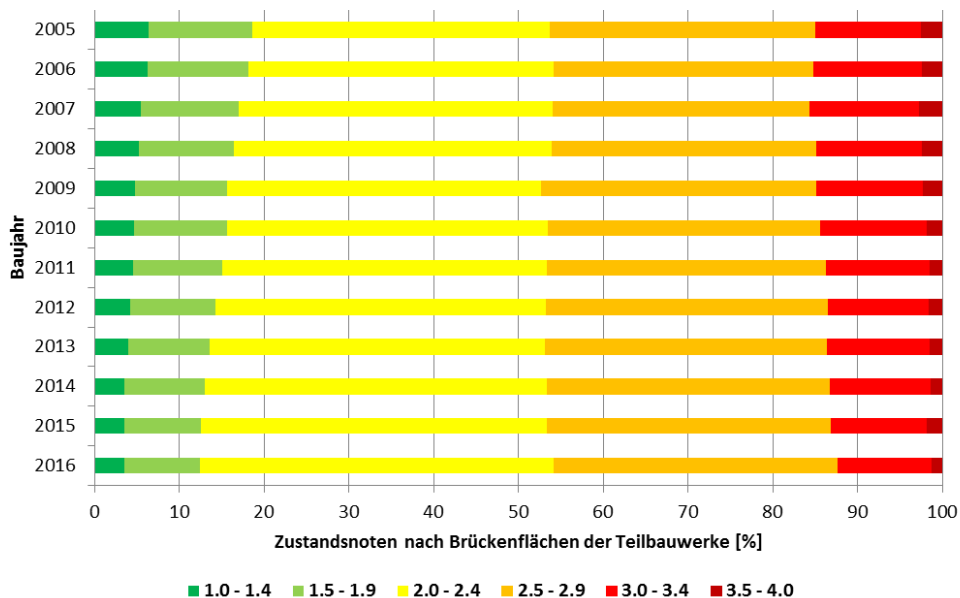


Bild 3.1: Entwicklung der Zustandsnotenverteilung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen nach [Cold13, Marz16]; Stand: 03/2016

Die Entwicklung der Zustandsnoten zeigt, dass sich der Erhaltungszustand der Brücken in den letzten 10 Jahren tendenziell verschlechtert hat. Insbesondere die Verschlechterung des mittleren Erhaltungszustandsbereichs mit Zustandsnoten zwischen 2,0 und 3,4, lässt darauf schließen, dass sich ein erheblicher Rückstau bei den Instandsetzungsmaßnahmen gebildet hat. Darüber hinaus zeigen Auswertungen der Zustandsnoten von Großbrücken mit einer Brückenlänge über 100 m, die einen Anteil von rund 52 % bezogen auf die Gesamtbrücken-

fläche im Bundesfernstraßennetz ausmachen, dass diese eine tendenziell schlechtere Zustandsbewertung aufweisen als der Gesamtbestand [Marz16].

Die Gründe für einen schlechten Bauwerkszustand und vorhandene Brückenschäden sind dabei sehr vielfältig und können grundsätzlich in unvermeidbare und (teilweise) vermeidbare Schäden eingeteilt werden [ScPM15]. Als *unvermeidbare Schäden* können Schäden bezeichnet werden, die nach damaligem Stand der Technik nicht vorherzusehen waren. Zudem ergeben sich unvermeidbare Schäden durch damals nicht zu erwartende Beanspruchungen (übermäßige Verkehrszunahme, Steigerung der zulässigen Gesamtgewichte, Zunahmen von Schwertransporten, Überladung) oder aufgrund von Verschleiß, Abnutzung Alterung usw. *Teilweise vermeidbare Schäden* hingegen resultieren aus Fehlern in der Planungs- und Entwurfsphase, aus Fehlern in der Bauausführung, aus einer unzureichenden Überwachung und Prüfung sowie nicht zuletzt aus mangelhafter Erhaltung der Bauwerke.

Eine umfangreiche Auswertung von Schäden an Massivbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen ist beispielsweise in [ScPM15] enthalten. Darin wurden insbesondere folgende typischen bzw. häufig auftretenden Schäden identifiziert:

- Freiliegende und korrodierte Bewehrung (insbesondere bei Brücken mit Baujahr vor 1980 und Brückenklasse bis BK 45),
- (Biege-)Risse (insbesondere im Bereich von Koppelfugen und Widerlagern),
- Betonabplatzungen und -ausbrüche (i. d. R. infolge von Bewehrungskorrosion),
- Durchfeuchtung des Betonquerschnitts (infolge von Schäden an der Abdichtung, an Fahrbahnübergängen und an Entwässerungen).

Erhöhte Anforderungen an die Tragfähigkeit

Erhöhte Anforderungen an die Tragfähigkeit ergeben sich vorrangig aufgrund der signifikanten und stetigen Verkehrszunahme, insbesondere des Schwerverkehrs, die bei den Lastansätzen zum Zeitpunkt des jeweiligen Brückenentwurfs nicht berücksichtigt wurden. Insbesondere bei Brücken, die für eine Brückenklasse kleiner BK 60/30 bemessen wurden und im Rahmen der Brückennachrechnung in die Brückenklasse LM1 eingestuft werden sollen, können sich erhebliche Auswirkungen auf die Tragfähigkeit ergeben. Das Bild 3.2 stellt den Vergleich von zwei unterschiedlichen Lastmodellen dar, die bis zum Jahr 1985 (links) und ab

dem Jahr 2012 (rechts) bei der Bemessung von Brücken zu berücksichtigen waren. Der Vergleich belegt die deutlich erhöhten und an die Verkehrsentwicklung angepassten Lastansätze für die Bemessung.

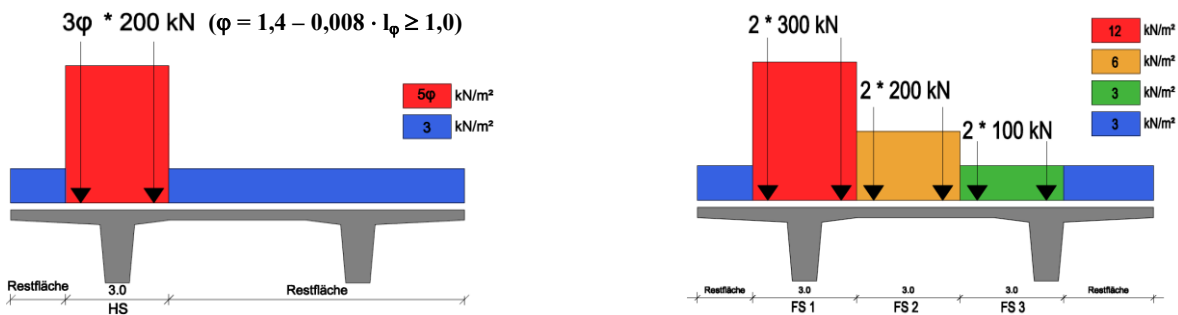


Bild 3.2: Vergleich der Lastmodelle gemäß BK 60 nach DIN 1072 von 1952 bis 1985 (links) und gemäß LM1 nach DIN EN 1991-2/NA von 2012 (rechts) [ScPM15]

Neben der allgemeinen Verkehrszunahme ist in den vergangenen Jahren ein deutlicher Anstieg an genehmigungspflichtigen Sondertransporten zu verzeichnen, die eine teilweise nicht unerhebliche zusätzliche Beanspruchung für die Brücken darstellen [Naum11, Marz16]. Zudem können Nutzungsänderungen, wie beispielweise der Anordnung eines zusätzlichen Fahrstreifens oder der Änderung vorhandener Fahrstreifen (z. B. durch neue Schutzeinrichtungen oder Kappen), zu erhöhten Anforderungen an die Tragfähigkeit führen.

Weiterentwicklung der technischen Regeln und Vorschriften

Aufgrund der Weiterentwicklung in der Forschung sowie aufgrund von Erkenntnissen anhand aufgetretener Schäden und systematischer Schwachstellen bestehender Brücken wurden und werden die technischen Vorschriften und Regelwerke stetig angepasst und fortgeschrieben. Werden Brücken aktuell im Rahmen einer Brückennachrechnung gemäß „Nachrechnungsrichtlinie“ nach dem derzeitigen Stand der Technik (in Kombination mit dem Ansatz des aktuellen Lastmodells) nachgerechnet, können sich teilweise signifikante Defizite hinsichtlich der Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit ergeben, die eine Verstärkung der Brücke erfordern. Diese Defizite sind teilweise bereits visuell am Bauwerk sichtbar (z. B. durch Risse im Bereich von Koppelfugen), teilweise jedoch nur rechnerisch zu belegen (z. B. in vielen Fällen beim Nachweis der Querkraftfähigkeit). Im Folgenden werden die maßgeblichen

Ursachen für das Erfordernis einer Verstärkung von Brücken aufgrund der Anpassung von technischen Regeln und Vorschriften zusammengefasst.

Koppelfugenproblematik

Die Koppelfugenproblematik äußert sich in der Regel durch Risse, teilweise mit erheblichen Rissbreiten im Bereich der Koppelfugen von mehrfeldrigen, vorgespannten Massivbrücken. Da der Querschnitt nicht mehr, wie in der Bemessung unterstellt, im ungerissenen Zustand verbleibt, ergibt sich eine zusätzliche, nichtberücksichtigte Dauerschwingbeanspruchungen sowohl für den schlaffen Bewehrungsstahl als auch für den Spannstahl. In Verbindung mit den gestiegenen Verkehrslasten kann daraus ein erhöhtes Ermüdungsrisiko des Stahls resultieren. Darüber hinaus wird die Dauerhaftigkeit des Überbaus durch in die Risse eindringendes Wasser sowie eindringende Schadstoffe aus der Luft (z. B. CO₂) negativ beeinflusst.

Die Ursachen für die Koppelfugenproblematik sind vielfältig. Hauptsächlich können dafür unzutreffende Berechnungsannahmen (Nichtberücksichtigung von Zwangsspannungen infolge von Temperatureinwirkungen und die Nichtberücksichtigung von Spannkraftverlusten infolge Kriechen und Schwinden des Betons), die Kopplung sämtlicher Spannglieder in einer Arbeitsfugen und die fehlende oder zu geringe Menge an Betonstahlbewehrung in den Koppelfugen genannt werden. Entsprechend den im Laufe der Zeit gewonnenen Erkenntnissen wurden die Regelwerke fortlaufend weiterentwickelt. So wurde 1966 eine Mindestbewehrung für wenig überdrückte Querschnittsbereiche eingeführt. Mit einem Soforterrlass des BMV (Bundesministerium für Verkehr) im Jahr 1977 wurde ein linearer Temperaturgradient für den Ermüdungsnachweis der Spanngliedkopplungen eingeführt, erhöhte Spannkraftverluste aus dem Kriechen und Schwinden des Betons waren zu berücksichtigen und die Mindestbewehrung im Bereich der Koppelfugen wurde deutlich erhöht. Zudem wurde 1980 mit der ZTV-K 80 [ZTVK80] ein ungekoppelter Spanngliedanteil von mindestens 30 %, unabhängig von der Querschnittsform, gefordert.

Spannungsrissskorrosion

Unter ungünstigen Bedingungen kann es bei korrosionsempfindlichen Spanngliedern zu einem unangekündigten Sprödbruch der Spannstahlbewehrung infolge einer Spannungs-

risskorrosion (SpRK) kommen. Das Problem der SpRK wurde erst in den 1990er Jahren aufgrund einiger Schadensfälle erkannt [ScPS10]. Als spannungsrissskorrosionsempfindlich sind dabei insbesondere die Stähle mit der Bezeichnung „Neptun 40“ und „Sigma oval“ zu nennen, die in Westdeutschland bis 1978 und in der ehemaligen DDR bis 1990 verwendet wurden. Im Jahr 1993 veröffentlichte das Bundesministerium für Verkehr die „Empfehlung zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“ [BMV93]. Um einen möglichen Spannstahlbruch infolge Spannungsrissskorrosion durch Rissbildung anzukündigen, ist seit 1995 die Anordnung einer Mindestbewehrung (Robustheitsbewehrung) vorgeschrieben.

Temperatur

Das in den derzeitigen Vorschriften angegebene Temperaturprofil für Brücken besteht aus einem konstanten Anteil, einem linear veränderlichen Anteil in horizontaler Richtung, einem linear veränderlichen Anteil in vertikaler Richtung sowie einem nichtlinear veränderlichen Anteil, wobei bei der Bemessung i. d. R. nur der konstante Anteil und der linear veränderliche Anteil in vertikaler Richtung zu berücksichtigen sind. Bis zum Jahr 1979 wurde jedoch lediglich der konstante Temperaturanteil in Rechnung gestellt, der nur eine Längsverformung des Querschnitts verursacht. Erst mit der DIN 4227-1 (12/1979) [DIN4227] wurde der linear veränderliche Anteil zur Berücksichtigung von Verkrümmungen des Querschnitts bzw. Zwangsspannungen infolge einer Erwärmung der Oberseite gegenüber der Unterseite des Brückenüberbaus eingeführt. Mit der Weiterentwicklung der Normen wurde der lineare Temperaturgradient zunächst im Jahr 1985 korrigiert und im Jahr 2001 nochmals angepasst.

Schub- bzw. Querkrafttragfähigkeit

Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Massivbrücken erfolgte die Berechnung einer erforderlichen Querkraftbewehrung bis Mitte der 1960er Jahre erst bei Überschreitung eines definierten Grenzwertes der Hauptzugspannungen unter der rechnerischen Bruchlast (Zustand I). Durch die zusätzlichen Bestimmungen zur DIN 4227 wurde 1966 ein grundsätzlicher Nachweis der Schubbewehrung auf Grundlage der Hauptzugspannungen im Zustand I gefordert. Zudem wurde eine konkrete Mindestbewehrung zur Verhinderung eines Schubversagens ohne Vorankündigung eingeführt. Mit der DAfStb-Richtlinie „Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045:1972-01“

[DAfStb73] erfolgte im Jahr 1973 die Umstellung der Schubbemessung für Spannbetontragwerke vom Hauptspannungsnachweis auf den Nachweis auf Grundlage der klassischen Fachwerkanalogie. Im Jahr 1979 wurde mit der erweiterten Fachwerkanalogie eine veränderliche Neigung der Druckstrebe eingeführt und mit dem ARS 11/2003 (Allgemeines Rundschreiben Straßenbau des BMV) im Jahr 2003 ein Mindestwert des Druckstrebenneigungswinkels von $29,7^\circ$ festgelegt. Durch den grundlegend veränderten Ansatz zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit kommt es bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken, insbesondere der 1950er und 1960er Jahren, nach aktuellem Stand der Normung zu teilweise erheblichen rechnerischen Defiziten, die eine Verstärkung und ggf. Nutzungseinschränkung oftmals unumgänglich machen.

3.2 Verstärkungsverfahren und -techniken

In den letzten Jahrzehnten wurden zahlreiche Verfahren und Techniken zur tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken entwickelt und erfolgreich in die Praxis umgesetzt. Gemäß [DAfStb467] ist zwischen den Begriffen *Verstärkungsverfahren* und *Verstärkungstechnik* zu unterscheiden. Mit dem Begriff Verstärkungsverfahren werden die grundlegenden Möglichkeiten der Verstärkung eines Bauteils, wie beispielsweise die Vorspannung oder die Querschnittsergänzung, benannt. Zur Umsetzung dieser Verfahren gibt es verschiedene Verstärkungstechniken, die in entsprechenden Normen, Richtlinien oder Zulassungen geregelt sind [ScWW14]. Umfassende Abhandlungen mit vollständigen und detaillierten Beschreibungen aller Verstärkungstechniken sind u. a. in [Hank00, Have00, Seim07, ScPS10, HeKa13, ScPB15, ScHe16] zu finden. Im Rahmen dieser Arbeit werden folgende in der Praxis häufig eingesetzte Verstärkungstechniken hinsichtlich ihrer grundlegende Funktion, ihrer Konstruktionseigenschaften sowie ihrer Vor- und Nachteile dargestellt:

- Zusätzliche externe Vorspannung,
- geklebte Bewehrung,
- Ergänzung der Druckzone,
- Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- zusätzliche Bewehrung in Nuten,
- Stabspannglieder und Schublaschen aus Stahl.

3.2.1 Zusätzliche (externe) Vorspannung

Die Verstärkung von Brücken mit zusätzlichen externen Spanngliedern hat sich seit einiger Zeit als geeignete und am häufigsten zur Anwendung kommenden Technik zur Brückenverstärkung für zahlreiche nachfolgend aufgeführte Anwendungen bewährt:

- Verstärkung von Koppelfugenbereichen (Koppelfugenproblematik),
- Steigerung der Biege-, Querkraft- und Torsionstragfähigkeit,
- Verringerung von Rissbreiten,
- Kompensation unzureichender Mindestbewehrung,
- Überdrücken des Querschnitts (Nachweis der Dekompression).

Funktion/Technik

Durch die gezielte Einleitung von Druckkräften in den Brückenquerschnitt wird der Übergang vom ungerissenen Zustand (Zustand I) zum gerissenen Zustand (Zustand II) günstig verschoben, sodass die Tragfähigkeit der Brücke erhöht und der Nachweis der Dekompression (Vermeidung von Zugspannungen am Querschnittsrand) verbessert wird.

Spannglieder

Als externe Spannglieder eignen sich dauerkorrosionsgeschützte Systeme, bei denen einzelne Stahllitzen in einem schützenden Hüllrohr aus Hartkunststoff (PE, HDPE) zusammengefasst und durch eine Korrosionsschutzmasse zusätzlich geschützt werden. Die Vorteile der externen Spannglieder bestehen in der vergleichsweise einfachen Einbaubarkeit sowie in der Möglichkeit, die Spannglieder visuell zu kontrollieren und bei Bedarf nachzuspannen und auszuwechseln.

Spanngliedführung

Bei der Anordnung externer Spannglieder wird generell zwischen gerader (zentrisch oder exzentrisch) und polygonaler Spanngliedführung unterschieden. Die gerade Spanngliedführung ist dabei einfacher zu konstruieren und auszuführen, da keine (aufwändigen) Umlenkstrukturen, wie bei der polygonalen Spanngliedführung, erforderlich sind. Die polygonale Spanngliedführung bietet hingegen den Vorteil, dass zusätzlich zur Normalkraft Umlenk-

kräfte an den Umlenkstellen in den Querschnitt eingeleitet werden, die günstig wirkende Momente und Querkräfte hervorrufen. Aufgrund der teilweise geringen Querschnittshöhen der Überbauten ist die Wirkung der Umlenkkräfte jedoch begrenzt. Insbesondere im Hinblick auf die schwierige und teure konstruktive Ausbildung der Umlenkkonstruktionen ist die polygonale Spanngliedführung somit oft nicht wirtschaftlich. Daher werden bei der Verstärkung mit externer Vorspannung i. d. R. geradlinig geführte Spannglieder bevorzugt eingesetzt [Have00].

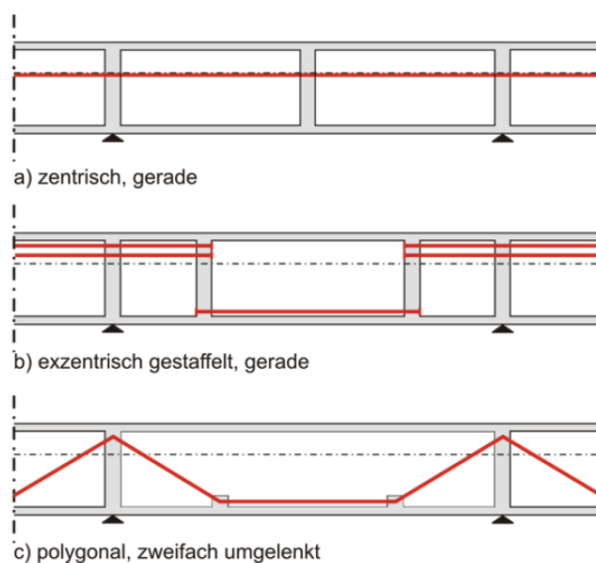


Bild 3.3: Mögliche Spanngliedführungen am Beispiel eines Hohlkastenquerschnitts [ScHe16]

Verankerungskonstruktionen

Für die Verankerung und Lasteinleitung der zusätzlichen Spannglieder in Brückenlängsrichtung kommen hauptsächlich Verankerungen in vorhandenen Querträgern (QTV) und Verankerungen in anbetonierten Stahlbeton-Ankerblöcken (SAB) zum Einsatz. Bei der Querträger-Verankerung werden Kernbohrungen erforderlich, um die Spannglieder durch die bestehenden Querträger hindurchführen zu können. Die Verankerung wird bei der QTV durch die Dicke des Querträgers und die vorhandene Betonfestigkeit bestimmt. Falls erforderlich können die Querträger mit zusätzlicher Bewehrung oder Quervorspannung verstärkt werden.

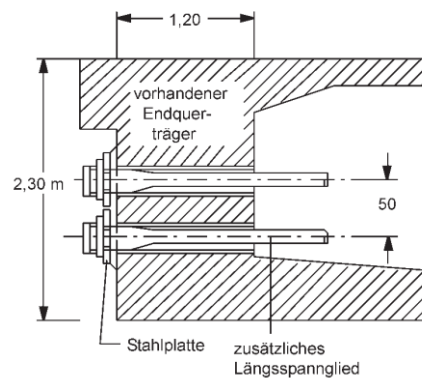


Bild 3.4: Querträgerverankerung (QTV) – Ausführungsbeispiel [ScBu08]

Bei der Verankerung mit Stahlbeton-Ankerblöcken (SAB) erfolgt die Krafteinleitung schubfest über die Fuge zwischen dem bestehenden Überbauquerschnitt und dem neuen Ankerblock. Die zusätzlichen Vorspannkkräfte sollen innerhalb des Ankerblocks möglichst stegnah angeordnet werden, um durch die Vorspannkraft entstehende Biegemomente möglichst gering zu halten [Zech05]. Die Sicherstellung des Verbundes erfolgt durch das sorgfältige Aufrauen der Altbetonoberfläche und der Anordnung von Querspanngliedern.

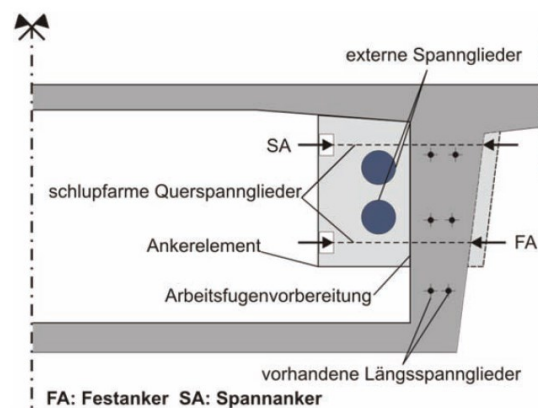


Bild 3.5: Verankerung mit einem Stahlbeton-Ankerblock – Ausführungsbeispiel [ScHe16] nach [Have11]

Vor- und Nachteile

Der wesentliche Vorteil der Verstärkung mit zusätzlichen externen Spanngliedern ist die vielfältige und wirtschaftliche Anwendbarkeit bei nahezu allen üblichen Querschnittsformen. Mit Hilfe externer Spannglieder können mehrere Schäden bzw. Defizite an der Brücke gleichzeitig behoben werden. Zudem kann die Verstärkungsmaßnahme i. d. R. weitgehend

ohne eine Verkehrsbeeinflussung erfolgen. Die externen Spannglieder sind visuell leicht kontrollierbar und bei Bedarf nachspannbar und austauschbar. Im Gegensatz zu einigen anderen Verstärkungsverfahren wird das Eigengewicht der Brücke bei der externen Vorspannung nur unwesentlich erhöht, da die zusätzlichen Spannglieder und ggf. erforderliche Verankerungskonstruktionen im Vergleich zum bestehenden Überbau ein geringes Gewicht besitzen.

Als Nachteil der zusätzlichen Vorspannung ist im Wesentlichen die Gefahr der Beschädigung von vorhandenen Bewehrungselementen und Spanngliedern bei der Herstellung erforderlicher Bohrlöcher für die Verankerung der zusätzlichen Spannglieder zu nennen. Darüber hinaus können aufwändige Umlenkstrukturen bei einer polygonalen Spanngliedführung erforderlich werden. Bei der Anordnung von Spanngliedern im Inneren von Hohlkästen mit geringer Querschnittshöhe kann die Zugänglichkeit erschwert sein.

3.2.2 Geklebte Bewehrung (CFK-Lamellen, Stahllaschen)

Bei der Verstärkung mit geklebter Bewehrung ist grundsätzlich zwischen aufgeklebten Stahllaschen, aufgeklebten CFK-Lamellen (carbonfaserverstärkte Kunststoffe), in Schlitz eingeklebte CFK-Lamellen und vorgespannten CFK-Lamellen zu unterscheiden. Aufgrund des noch erforderlichen Forschungsbedarfs (insbesondere bei der Verankerungskonstruktion), den fehlenden Bemessungsrichtlinien und der daraus resultierenden sehr seltenen Anwendung (nur mit Zustimmung im Einzelfall – ZiE) wird die Technik der vorgespannten Lamellen in Rahmen dieser Arbeit nicht weiter ausgeführt (siehe dazu z. B. [Piep05, OnBG05, AnMF06]). Die Anwendungsbereiche geklebter Bewehrung sind generell sehr vielseitig und lassen sich allgemein folgendermaßen zusammenfassen:

- Nutzlasterhöhung,
- Verstärkung von Koppelfugenbereichen (Koppelfugenproblematik),
- Verringerung von Rissbreiten,
- Biegeverstärkung
 - in Querrichtung,
 - in Längsrichtung bei Brücken mit kurzen Spannweiten,
- Erhöhung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit,
- Instandsetzung von Schäden infolge Brandeinwirkung oder Fahrzeuganprall.

Funktion/Technik

Die grundlegende Funktionsweise der geklebten Bewehrung besteht darin, die vorhandene innenliegende Bewehrung (i. d. R. Biege- oder Querkraftbewehrung) mit einem zusätzlichen Zuggurt zu ergänzen. Dazu wird die Lasche/Lamelle mit einem geeigneten und zugelassenen Epoxidharzkleber schubfest auf die Bauteiloberfläche bzw. in den oberflächennahen Bereich appliziert. Die Verbundkraftübertragung zwischen dem Bestandsbauteil und der Lasche/Lamelle ist somit ein entscheidender Faktor für die Wirksamkeit aufgeklebter Laschen/Lamellen. Daher werden besondere Anforderungen hinsichtlich der Oberflächenvorbehandlung im Bereich der Klebefuge, wie beispielsweise das Freilegen des Betongrobkorns, das Entfernen von losen Teilen und die Trocknung der Klebefuge, gestellt. Neben den bisher beschriebenen allgemeinen Eigenschaften der geklebten Bewehrung ergeben sich für die einzelnen Techniken unterschiedliche Besonderheiten, die nachfolgend kurz dargestellt werden.

Aufgeklebte Stahllaschen / CFK-Lamellen

Aufgeklebte Stahllaschen kommen bereits seit den 1960er Jahren zur Verstärkung von Ingenieurbauwerken, insbesondere von gerissenen Koppelfugen und zur lokalen Biegeverstärkung, zum Einsatz. Da die Laschen/Lamellen auf die Betonoberfläche appliziert werden, kann die günstige Wirkung der Querdruckspannungen aus der Verschiebung über die Verbundrissfuge nicht wie bei einbetonierten Bewehrungsstäben aktiviert werden. Zudem können eventuelle Unebenheiten der Betonoberfläche Umlenkkräfte an den Laschen/Lamellen bzw. in der Klebefuge hervorrufen, die zu Querkraftspannungen in der Betonoberfläche führen. Daher ist bei der aufgeklebten Bewehrung neben dem Verbund (zwischen Lamelle, Kleber und Bestandsbauteil) die Oberflächenzugfestigkeit des Betons ein entscheidender Faktor für die Wirksamkeit der Verstärkung. Bei der Verwendung von Stahllaschen sind einige weitere Nachteile zu nennen. Beim Einsatz im Freien kann es infolge von Umwelteinflüssen zu Korrosionserscheinungen zwischen der Stahllasche und der Klebeschicht kommen. An einigen Bauwerken konnten darüber hinaus Ablöseerscheinungen am Laschenende beobachtet werden [ScPS10]. Zudem ist die Montage der Stahllaschen durch das hohe Eigengewicht und der erforderlichen Unterstützung während der Aushärtezeit des Klebers mit beträchtlichem Aufwand verbunden [ScHe16]. Aufgrund dieser Nachteile und der

vergleichsweise geringen Ausnutzbarkeit der Stahllaschen haben sich seit einigen Jahren CFK-Lamellen für die Verstärkung mit geklebter Bewehrung durchgesetzt. Seit den 1990er Jahren kommt daher, insbesondere aufgrund der positiven Materialeigenschaften (hohe Zugfestigkeit, geringes Eigengewicht, Korrosionsunempfindlichkeit, geringer Temperaturausdehnungskoeffizient usw.), vermehrt die Anwendung von CFK-Lamellen bei der Brückenverstärkung zum Einsatz.

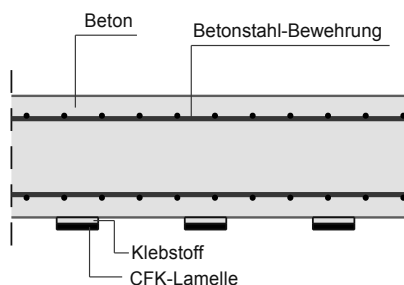


Bild 3.6: Prinzipdarstellung aufgeklebter CFK-Lamellen nach [Blas01]

In Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen

Für die Verstärkung mit in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen werden innerhalb der Betondeckung senkrecht zur Bauteiloberfläche Schlitze bzw. Nuten in das Bauteil eingebracht. Nach entsprechender Säuberung und Trocknung werden die CFK-Lamellen mittels Epoxidharzkleber schubfest in die Schlitze eingeklebt. Aufgrund der deutlich besseren Verbundeigenschaften im Vergleich zu aufgeklebten Lamellen kann die hohe Zugfestigkeit des Materials deutlich besser ausgenutzt werden. Zudem ergeben sich keine Querkzugspannungen aufgrund von Unebenheiten der Betonoberfläche, da diese bei der Herstellung der Schlitze ausgeglichen werden.

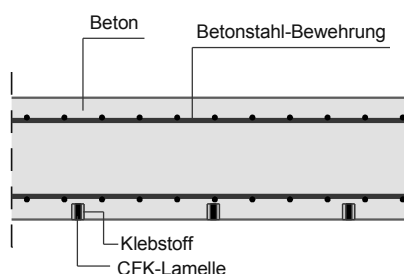


Bild 3.7: Prinzipdarstellung in Schlitze eingeklebter CFK-Lamellen nach [Blas01]

Vor- und Nachteile

Insgesamt bietet die Verstärkungstechnik mit geklebter Bewehrung eine Vielzahl unterschiedlicher Anwendungsmöglichkeiten für die globale und insbesondere lokale Verstärkung von Brücken. Zudem erhöht sich das Eigengewicht der Konstruktion (auch beim Einsatz von Stahllaschen) nicht nennenswert und die Verstärkungsarbeiten können in vergleichsweise kurzer Zeit erfolgen. Der Vorteil von CFK-Lamellen im Vergleich zu Stahllaschen besteht in der leichten Handhabbarkeit, im geringen Eigengewicht und der Tatsache, dass auf Abstützungsmaßnahmen während der Erhärtung des Klebers verzichtet werden kann. In Schlitze eingeklebte Lamellen bieten zudem den Vorteil, dass die hohe Zugfestigkeit der Lamellen besser ausgenutzt werden kann, die Lamellen vor äußeren Einwirkungen (mechanische Beschädigung oder Brand) besser geschützt sind und das verstärkte Bauteil ein duktileres Verhalten im Vergleich zu aufgeklebten Lamellen zeigt [Miha08].

Neben den bereits zuvor beschriebenen Nachteilen der Stahllaschen ergeben sich auch für die aufgeklebten und in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen einige Nachteile. Da sich die Verbundtragwirkung geklebter Bewehrung grundlegend von der Wirkungsweise einbetonierter Betonstahlbewehrung unterscheidet, wird ein eigenständiges Bemessungskonzept erforderlich [DAfStb12], das sich in einigen Punkten grundlegend von den üblichen Normen im Brückenbau unterscheidet. CFK-Lamellen zeichnen sich durch hohe Materialkosten und eine hohe Empfindlichkeit vor und während des Einbaus aus. Zudem werden insbesondere bei aufgeklebten Lamellen hohe Anforderungen an das zu verstärkende Bauteil hinsichtlich der Betonfestigkeit, der Oberflächenbeschaffenheit (Oberflächenzugfestigkeit, Rauigkeit, Krümmung, Unebenheiten), der Dicke der Betondeckung usw. gestellt. Bei in Schlitzen verklebten Lamellen muss die Betondeckung (zuzüglich eines Sicherheitsabstandes) so groß sein, dass die vorhandene Bewehrung beim Herstellen der Schlitze nicht beschädigt wird. Darüber hinaus darf die Belastung der verstärkten Konstruktion bei einer durchschnittlichen Bauwerkstemperatur von 20 °C erst zwei Tage nach den Klebearbeiten erfolgen und die Bauteiltemperaturen dürfen nach dem Einbau eine maximale Temperatur von ca. 40°C nicht übersteigen. Zudem können mögliche Umwelteinflüsse, wie beispielsweise eine starke UV-Belastung, Frost-Tausalz-Beanspruchungen, Brandbelastungen (z. B. bei Überführungsbauwerken) sowie ein ungewollter Feuchtezutritt, weitere Schutzmaßnahmen erforderlich machen.

3.2.3 Ergänzung der Druckzone (Ortbetonerfüllung)

Die Verstärkung durch die Ergänzung der Druckzone mit Beton kann sowohl lokal als auch global für folgende Anwendungsbereiche eingesetzt werden:

- Erhöhung der Biegetragfähigkeit,
- Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit.

Funktion/Technik

Durch das Aufbringen einer zusätzlichen Betonschicht als Druckzonenergänzung wird der innere Hebelarm der Kräfte vergrößert und somit die Biege- und Querkrafttragfähigkeit des Bauteils erhöht. Da der Einsatz von Spritzbeton von oben aufgrund des unkontrollierten Rückpralls nicht zulässig ist [ZTV-ING], muss die Verstärkung der Druckzone in Feldbereichen stets in Ortbetonbauweise erfolgen. Zur Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen Alt- und Neubeton muss die Ortbetonerfüllung schubfest an das bestehende Bauteil angeschlossen werden.

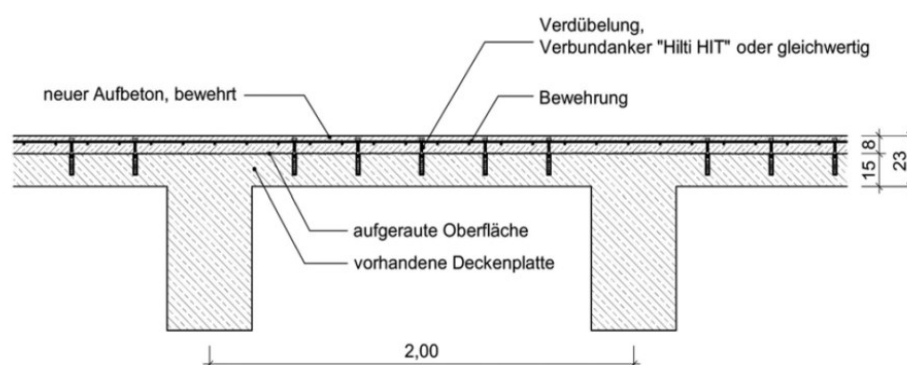


Bild 3.8: Aufbetonverstärkung einer Fahrbahnplatte [ScPS10]

Der Schubverbund wird dabei durch drei Traganteile, die Adhäsion (Haftverbund), die Reibung (in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit und Auflast) und eine Verbundbewehrung, die im Bestandsbauwerk ausreichend zu verankern ist, sichergestellt. Für die Qualität des Verbundes ist insbesondere die Oberflächenbeschaffenheit bzw. Rauigkeit des Altbetons von wesentlicher Bedeutung. Bei der Herstellung einer aufgerauten bzw. verzahnten Fuge hat sich im Brückenbau die Oberflächenbehandlung mit Hochdruckwasserstrahlen (HDW) durchgesetzt [HeKa13].

Vor- und Nachteile

Bei sachgemäßer Ausführung der Verstärkung, besonders hinsichtlich der Oberflächenbehandlung des Altbetons und der Anordnung einer Verbundbewehrung kann ein starrer Verbund zwischen Alt- und Neubeton angenommen und das ergänzte Bauteil als monolithischer Querschnitt betrachtet werden. Zudem ist die vergleichsweise Einfachheit der Ausführung ein Vorteil dieser Technik.

Aufgrund der teilweise deutlichen Erhöhung des Eigengewichts durch die zusätzliche Betonschicht wird der positive Effekt der Verstärkung zum Teil wieder kompensiert. Untersuchungen haben gezeigt, dass der Einsatz bei Hohlkasten- und Plattenbalkenbrücken oftmals nicht zu empfehlen ist, sodass die Druckzonenergänzung vorwiegend bei der Verstärkung von Plattenbrücken zur Anwendung kommt [HeKa13]. Zudem ergeben sich aufgrund des höheren Eigengewichts der Konstruktion zusätzliche Beanspruchungen für die lastabtragenden Bauteile (Lager, Stützen, Widerlager usw.), sodass weitere Betrachtungen und ggf. zusätzliche Maßnahmen erforderlich werden. Da die notwendigen Arbeiten an der Fahrbahnoberseite erfolgen und i. d. R. alle Aufbauten und Beläge zu entfernen sind, muss die Brücke (zumindest teilweise) über einen längeren Zeitraum hinweg für den Verkehr (teil-)gesperrt werden.

3.2.4 Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung

Bei der Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Bewehrung werden die zwei unterschiedlichen Ausführungsvarianten *Spritzbeton* und *Ortbeton* unterschieden. Die Varianten weichen jedoch hinsichtlich der Vorarbeiten am Bestandsbauwerk, ihrer Funktionsweise bzw. ihres Tragverhaltens sowie ihrer Vor- und Nachteile nahezu nicht voneinander ab und lassen sich für folgende konkrete Anwendungsbereiche einsetzen:

- Erhöhung der Biegetragfähigkeit (Spritz- und Ortbeton),
- Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit (Spritz- und Ortbeton),
- Verbesserung des Ankündigungsverhaltens bzgl. Spannungsrisskorrosion (Ortbeton).

Funktion/Technik

Die grundlegende Vorgehensweise bei dieser Verstärkungstechnik besteht darin, die zusätzlich erforderliche Biege- und/oder Querkraftbewehrung außerhalb des bestehenden Quer-

schnitts anzuordnen und anschließend mit einer Betonschicht zu umschließen. Die Herstellung der Betonschicht erfolgt für vertikale Flächen und horizontale Flächen von unten i. d. R. durch Spritzbeton.

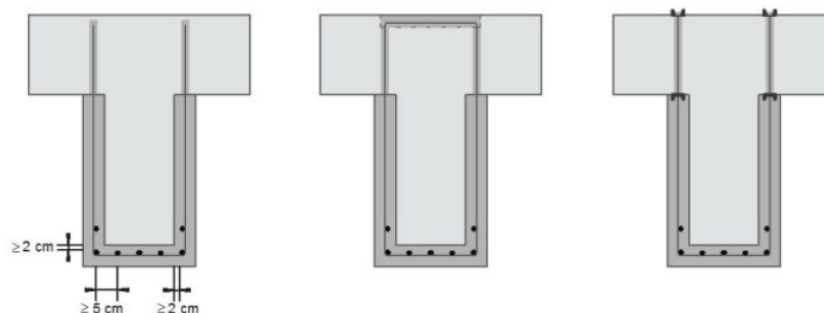


Bild 3.9: Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung [Seim07]

Ein Hauptanwendungsgebiet von Ortbetonquerschnittsergänzungen ist die Herstellung von Stahlbetonbalken in den unteren Ecken von Hohlkästen (Bild 3.10) zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens bei vorhandenen internen spannungskorrosionsrissgefährdeten Spanngliedern [BMVBS11b].

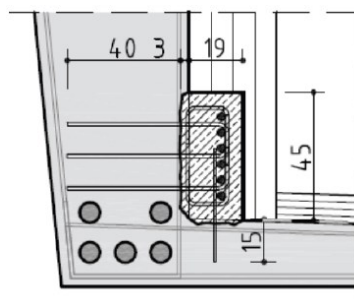


Bild 3.10: Stahlbetonbalken zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens [ScHe16]

Der entscheidende Faktor für die Funktionsfähigkeit der Verstärkung beider Varianten ist der Verbund zwischen Alt- und Neubeton, der analog zur Ortbetonergänzung (vgl. Kap 3.2.3) sichergestellt wird. Werden im Rahmen einer Querkraftverstärkung Zulagebügel angeordnet, sind diese (ggf. mit zusätzlichen Maßnahmen) in der Druckzone des Querschnitts zu verankern, sodass sie als Verbügelung zwischen Alt- und Neubeton wirken.

Vor- und Nachteile

In Abhängigkeit der geplanten Wirkung der zusätzlichen Bewehrung (Biegezugbewehrung, Querkraftbewehrung usw.) sind bei der Querschnittsergänzung vielfältige Anwendungsmöglichkeiten gegeben. Bei sachgerechter Ausführung der Verstärkung und entsprechender Oberflächenbehandlung sowie der Anordnung von Verbundbewehrung kann von einem starren Verbund zwischen Alt- und Neubeton ausgegangen und der ergänzte Querschnitt als monolithisch betrachtet werden. Das Verfahren erlaubt, insbesondere beim Einsatz von Spritzbeton, eine sehr variable Formgebung und es werden keine weiteren Schutzmaßnahmen vor Einwirkungen wie Brand, Korrosion und Vandalismus erforderlich. Zudem besteht kein weiterer Unterhaltungsaufwand.

Ein entscheidender Nachteil der Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Bewehrung ist jedoch die teilweise deutliche Erhöhung des Eigengewichts, die den positiven Effekt der Verstärkung zum Teil wieder kompensiert. Daher ist die globale Anwendung im Brückenbau in den meisten Fällen nicht wirtschaftlich. Bei der Verankerung der Verbundbewehrung und der Herstellung der dazu erforderlichen Bohrlöcher im Bestandsquerschnitt besteht die Gefahr, vorhandene Bewehrungselemente zu beschädigen. Bei einigen Anwendungsfällen kann es zudem ggf. zu Nutzungseinschränkungen während der Verstärkungsarbeiten (z. B. in der Erhärtungsphase des Betons) kommen.

3.2.5 Zusätzliche Bewehrung in Nuten

Die Verstärkung mit zusätzlicher Bewehrung in Nuten eignet sich sowohl für lokale als auch globale Verstärkungsmaßnahmen. Sie wird zur Erhöhung der vorhandenen Betonstahlbewehrung (in Längs- und Querrichtung) sowie zur Erhöhung der Bewehrung im Bereich von Koppelfugen eingesetzt.

Funktion/Technik

Die grundlegende Überlegung bei dieser Verstärkungstechnik ist es, die zusätzlich erforderliche Betonstahlbewehrung innerhalb des bestehenden Querschnitts anzuordnen. Bei optimalem Verbund zwischen der zusätzlichen Bewehrung und dem umgebenden Beton erfolgt eine anteilige Lastumlagerung und Aktivierung dieser Bewehrung. Dazu werden zunächst Nuten

3.2.6 Stabspannglieder und Schublaschen aus Stahl

Vertikal angeordnete vorgespannte Stabspannglieder und Schublaschen aus Stahl können für folgende Anwendungen zum Einsatz kommen, die sich i. d. R. auf eine lokale Verstärkung beschränken:

- Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit,
- Abdeckung fehlender oder zu geringer Aufhänge- und Spaltzugbewehrung.

Funktion/Technik

Die Stabspannglieder (sog. Schubnadeln) werden vertikal über die gesamte Querschnittshöhe des Überbaus meist unmittelbar neben den Haupt- bzw. Querträgerstegen oder direkt durch den Steg hindurch angeordnet. Die Verankerung erfolgt mit Ankerplatten oben in der Fahrbahnplatte und unten in der Bodenplatte. Dazu werden entsprechende Kernbohrungen innerhalb des bestehenden Querschnitts erforderlich.

Schublaschen können z. B. in Form werkseitig vorgefertigter Stahlbügel den Steg des Überbaus unterseitig umschließen und mit angeschweißten Gewindestäben in der Fahrbahnplatte verankert werden. Oft werden die Schublaschen zusätzlich konstruktiv mit einem geeigneten Kleber (z. B. auf Epoxidharzbasis) über die Höhe des Steges mit dem Überbau verklebt. Analog zur Anwendung der Schubnadeln sind für die Verankerung der Schublaschen in der Fahrbahnplatte Kernbohrungen erforderlich.

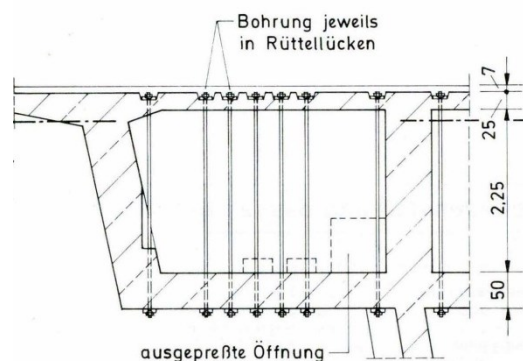


Bild 3.12: Querkraftverstärkung einer Hohlkastenbrücke mit Schubnadeln [BMV82]

Vor- und Nachteile

Der Vorteil bei der Verstärkung mit Stabspanngliedern oder Schublaschen aus Stahl ist die deutliche Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit in lokalen Bereichen. Diese wird jedoch teilweise signifikant von den verwendeten Verbundmitteln, der Verankerung, der Vorspannung sowie dem Kriechverhalten des Betons beeinflusst. Ein Vorteil der in die Stege eingebundenen Spannglieder ist der Entfall von Schutzmaßnahmen gegen Korrosion (eine fachgerechte Abdichtung der Verankerungsstellen vorausgesetzt), Brand und Vandalismus.

Bei allen zusätzlichen Verstärkungskomponenten außerhalb des Querschnitts sind entsprechende Schutzmaßnahmen, insbesondere Korrosionsschutzmaßnahmen erforderlich, die einer regelmäßigen Wartung bedürfen. Der größte Nachteil der Verstärkungstechnik besteht in der Gefahr, vorhandene wichtige Bewehrungselemente und Spannglieder zu beschädigen. Die möglichst genaue Kenntnis der Lage der vorhandenen Bewehrungselemente ist dabei unabdingbar. Zudem kommt es bei der Verankerung der Spannglieder in der Fahrbahnplatte und den anschließenden Abdichtungsarbeiten zu Verkehrseinschränkungen auf der Brücke. Aufgrund der aufgeführten Nachteile, insbesondere aufgrund der Risiken bei der Herstellung der Bohrlöcher und den zu erwartenden Spannkraftverlusten infolge der Kriechverformung des Betons wird die Verstärkung mit Stabspanngliedern oder Schublaschen nur bei deutlichen Unterschreitungen der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit bzw. bei bereits ausgeschöpften Tragreserven des Überbaus angewendet [ScHe16]. Dabei ergeben sich höchste Anforderungen an die Bauausführung und eine entsprechende Qualitätsüberwachung während der Ausführung.

3.2.7 Vorauswahl geeigneter Verstärkungstechniken

Für die tragfähigkeitsrelevante Verstärkung von Massivbrücken stehen derzeit zahlreiche Verstärkungstechniken sowohl für lokale als auch für globale Anwendungen zur Verfügung. Eine abschließende, pauschale Empfehlung, welche Verstärkungstechnik bei welchem Defizit vorzugsweise zum Einsatz kommen sollte, ist aufgrund der Besonderheiten jedes einzelnen Bauwerks und der Tatsache, dass der erforderlichen Verstärkung in den meisten Fällen nicht nur eine Ursache zugrunde liegt, nur eingeschränkt möglich. Anhand der Tabelle 3.1 kann

jedoch eine Vorauswahl von grundsätzlich geeigneten Verstärkungstechniken in Abhängigkeit der Notwendigkeit einer Verstärkung vorgenommen werden.

Tabelle 3.1: Mögliche Vorauswahl geeigneter Verstärkungstechniken

Notwendigkeit für eine Verstärkung / Defizit der Brücke		Traglasterhöhung	Biegetragfähigkeit	Querkrafttragfähigkeit	Ermüdung	Koppelfugenproblematik	Spannungsrisskorrosion	Mindestbewehrung
Verstärkungstechnik	zusätzliche externe Vorspannung	x	x	x	x	x	x	x
	Geklebte Bewehrung	x	x	x		x	x	x
	Druckzonenergänzung	x	x	x				
	Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Bewehrung	x	x	x	x	x	x	x
	Bewehrung in Nuten	x	x		x	x	x	x
	Stabspannglieder und Schublaschen			x				

4 Überwachungskonzept(e) für tragfähigkeitsrelevante Verstärkungen von Massivbrücken

4.1 Notwendigkeit und Nutzen der Überwachung

Zahlreiche Verstärkungsverfahren werden bereits seit einiger Zeit für verschiedene Anwendungsfälle eingesetzt. Objektive Informationen zur tatsächlichen Wirksamkeit und zum Langzeitverhalten sind jedoch selten und nicht systematisch vorhanden, da das Aufstellen eindeutiger Kriterien sowohl für eine kurzfristig und vor allem für eine langfristige Bewertung von durchgeführten Verstärkungsmaßnahmen schwierig ist. Eine umfangreiche Bewertung der Anwendbarkeit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit von eingesetzten Verstärkungsverfahren bzw. -techniken in [ScHe16] trägt beispielsweise dazu bei, zukünftige Verstärkungen effektiver und wirtschaftlicher planen und umsetzen zu können. Diese Bewertungen beruhen aber in erster Linie auf theoretischen Überlegungen und insbesondere auf Erfahrungen und Erkenntnissen im Rahmen von Bauwerksprüfungen, die visuell durchgeführt werden, ohne die Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten sowie inhärente Schäden (z. B. an einzelnen Komponenten des Verstärkungssystems) berücksichtigen zu können.

Darüber hinaus fehlen für die Umsetzung und bauliche Durchführung einiger Verstärkungstechniken teilweise einheitliche Regelungen (z. B. für die Ausbildung der Fuge zwischen Altbeton und Neubeton bei Ankerblöcken), oder vorhandene Regelungen (z. B. für CFK-Lamellen) können nicht uneingeschränkt auf die Anwendung im Brückenbau übertragen werden. Da Verstärkungen im Allgemeinen an Bestandsbauwerken erfolgen, die zum Teil bereits eine lange Nutzungsdauer von einigen Jahrzehnten und zusätzlich eine Vielzahl von unterschiedlichen Schäden aufweisen, bedürfen diese Bauwerke nicht nur bei der Planung und Umsetzung, sondern auch im Anschluss an die Verstärkung besonderer Aufmerksamkeit.

Wird eine Brückenverstärkung vorgenommen, ergibt sich auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie eine meist pauschal festgelegte eingeschränkte Restnutzungsdauer der Brücke, unter der Voraussetzung, dass die Wirkung der Verstärkung wie geplant einsetzt und diese über die gesamte Zeit der Restnutzungsdauer hinweg nicht nachlässt. Eine messtechnische Überwachung der Verstärkung kann beispielsweise dazu eingesetzt werden, diese Annahmen zu verifizieren und die Funktionsfähigkeit der Verstärkung auch im Hinblick auf die Restnutzungsdauer der Brücke zu bewerten. Darüber hinaus ist es vorstellbar, dass sich das Verkehrsaufkommen sowie die Gesamtgewichte der Nutzfahrzeuge (vgl. die Diskussion über die Zulassung von 60-Tonnen-Fahrzeugen) innerhalb der ermittelten Restnutzungsdauer der verstärkten Brücke weiter erhöhen, sodass die bei der Planung der Verstärkung berücksichtigten Lastansätze rechnerisch nicht mehr ausreichend sind. Eine Überwachung der Verstärkung kann in diesem Zusammenhang zusätzlich als messtechnische Kompensationsmethode eingesetzt werden.

Vor diesem Hintergrund hat die BAST ein Forschungsvorhaben initiiert [ScPB15], in dem über die visuelle und handnahe Prüfung hinaus messtechnisch gestützte Überwachungsmaßnahmen für Verstärkungen konzipiert werden. Durch den Einsatz automatisierter Methoden der Bauwerksüberwachung (Bauwerksmonitoring) kann eine dauerhafte Kontrolle der Verstärkung erfolgen. Auf Grundlage der so kontinuierlich erfassten Informationen über den Zustand der Verstärkung können die Funktion und die Zuverlässigkeit dieser objektiv beurteilt und Veränderungen der Wirksamkeit frühzeitig erkannt werden. Da bei einer tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung strukturelle Eingriffe in das Tragwerk vorgenommen werden, kann mit Hilfe der Bauwerksüberwachung zudem das durch die Verstärkung hervorgerufene veränderte Tragwerksverhalten dauerhaft erfasst und bewertet werden.

4.2 Grundlegende Überwachungsansätze

Zur Überwachung tragfähigkeitsrelevanter Verstärkungsmaßnahmen müssen adäquate Überwachungskonzepte für eine Quasi-Echtzeit-Überwachung unter Berücksichtigung der systemspezifischen Eigenschaften der unterschiedlichen Verstärkungstechniken entwickelt werden. Eine Besonderheit bei der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen besteht darin, dass an einem bestehenden Bauwerk ein gezielter struktureller Eingriff vorgenommen wird,

der das Tragverhalten der Brücke lokal oder global beeinflusst. Gegenüber der Schadenserkenntnis bei Bestandsbauwerken ergibt sich bei der Beurteilung geplanter Verstärkungsmaßnahmen der Vorteil, dass ein Messsystem mit entsprechender Sensorik bereits im Vorfeld der Verstärkungsarbeiten am Bauwerk installiert werden kann. Der unverstärkte Zustand der Brücke kann somit den Ausgangszustand (Null-Zustand) hinsichtlich der Bewertung der Funktionsfähigkeit einer Verstärkung darstellen. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, neben den Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke auch die einzelnen Komponenten der Verstärkungstechnik mit entsprechender Sensorik zu überwachen. Bei der Beurteilung von Tragwerksverstärkungen wird im Weiteren grundsätzlich zwischen der direkten und indirekten Überwachung unterschieden.

4.2.1 Direkte Überwachung

Bei der direkten Überwachung einer Verstärkungsmaßnahme erfolgt diese unmittelbar an den Komponenten der eingesetzten Verstärkungstechnik, ohne die Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten bzw. die Tragwerksreaktionen der gesamten Brücke zu erfassen. Die für eine Beurteilung der Verstärkung notwendigen Parameter werden i. d. R. lokal an geeigneten Stellen bzw. Komponenten der Verstärkungstechnik direkt erfasst. Die Grundlage dafür ist eine umfassende Kenntnis der zum Einsatz kommenden Verstärkungstechnik und insbesondere der (Mess-)Parameter, die sich für die Bewertung der Verstärkung eignen. Aufgrund der spezifischen Eigenschaften jeder Verstärkungstechnik ergeben sich unterschiedliche Anforderungen an das Messsystem. Somit ist das Monitoringkonzept für die direkte Überwachung eng mit der zum Einsatz kommenden Verstärkungstechnik verknüpft und entsprechend daraufhin abzustimmen. In Kap. 4.3 werden die messtechnischen Anforderungen und geeignete Parameter für die Überwachung von Verstärkungstechniken, die sich in der Praxis bewährt haben, zusammengestellt und bewertet.

Bei der direkten Überwachung kommen vornehmlich statische (geometrische und mechanische) Messgrößen zum Einsatz. Darüber hinaus können auch Messdaten von dynamischen Messgrößen, z. B. bei Ermittlung der Vorspannkraft externer Spannglieder anhand von Schwingbeschleunigungen der Spannglieder untersucht werden. Die Auswertung der erfassten Messwerte lässt sich sowohl durch eine unmittelbare Bewertung der Messwerte anhand von Grenzwerten (Grenzwertüberwachung) als auch mit komplexeren Methoden auf Basis

physikalischer oder nichtphysikalischer Modelle vornehmen. Im Rahmen der Grenzwertüberwachung wird ein Messparameter (z. B. Dehnung der CFK-Lamelle) kontinuierlich überwacht, ohne dass (komplexe) Zusammenhänge, z. B. zwischen Messparametern und dem Tragverhalten, oder weitere Modelle erforderlich sind.

Im Unterschied zur Erfassung von Tragwerksreaktionen am Bestandsbauwerk besteht der grundlegende Vorteil bei der direkten Überwachung von Verstärkungen darin, dass das Messsystem bereits während des Verstärkens an den „neuen“ Komponenten installiert werden kann. Somit ist der Ausgangszustand („Nullzustand“) bekannt und der Grenzwert zur Beurteilung der Verstärkung kann direkt definiert werden. Bei Verstärkungstechniken, die aufgrund ihrer Komponenten ein komplexeres Tragverhalten aufweisen, eignet sich der Einsatz physikalischer und nichtphysikalischer Modelle. Beispielsweise lässt sich der Verbund zwischen nachträglich anbetonierten Ankerblöcken und dem Bestandsbauwerk mit Hilfe eines physikalischen (lokalen) FE-Modells beschreiben.

Den zuvor beschriebenen Vorteilen der direkten Überwachung stehen jedoch auch Nachteile gegenüber. Da die Sensorik direkt an den Komponenten der Verstärkungstechnik appliziert wird, liegen zum einen keine Messwerte von Tragwerksteilen des Bestandsbauwerks vor, sodass Aussagen bezüglich des Einflusses der Verstärkung auf das Gesamttragverhalten der Brücke nur sehr eingeschränkt bzw. nicht möglich sind. Zum anderen können Messwerte erst zum Zeitpunkt des Verstärkens erfasst werden, sodass der Vergleich zwischen dem Zustand vor und dem Zustand nach der Verstärkung nicht möglich ist.

4.2.2 Indirekte Überwachung

Im Unterschied zur direkten Überwachung stehen bei der indirekten Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen die Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke im Vordergrund. Dieser Ansatz beruht auf der Voraussetzung, dass jede tragfähigkeitsrelevante Verstärkung das Tragverhalten der Brücke lokal oder global beeinflusst und diese Veränderungen anhand von Tragwerksreaktionen erfasst werden können. Die indirekte Überwachung zeichnet sich somit dadurch aus, dass die Messwernerfassung an beliebigen Stellen der gesamten Bauwerksstruktur, außer unmittelbar an den Komponenten der eingesetzten Verstärkungstechnik (direkte Überwachung), erfolgen kann. Die Erfassung der

Tragwerksreaktionen kann dabei sowohl *lokal* begrenzt (z. B. bei der Erfassung von Rissbreitenänderungen) als auch über das Bauwerk verteilt (*global*) erfolgen. Mit Hilfe *lokal* erfasster Parameter können Veränderungen oder Funktionsstörungen der Verstärkung anhand von Messwertabweichungen, z. B. durch eine Grenzwertüberwachung, identifiziert und beurteilt werden. Die lokal begrenzte Anordnung der Sensoren eignet sich somit vorrangig zur Bewertung der Funktionsfähigkeit der vorgenommenen Verstärkung. Die Erfassung von Auswirkungen der Verstärkung auf das globale Tragverhalten der Brücke sowie weitergehenden Aussagen zur Tragfähigkeit der gesamten Struktur sind dabei i. d. R nicht möglich. Im Gegensatz dazu eignet sich die *globale* Sensoranordnung grundsätzlich sowohl zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung als auch zur Zustandsbewertung des gesamten Tragwerks, z. B. anhand einer Systemidentifikation auf Grundlage einer Modelladaption des FE-Modells der Brücke. Aufgrund der Komplexität der Zusammenhänge zwischen den Struktureigenschaften einer Brücke und den erfassbaren Strukturantworten ist die praktische Anwendbarkeit der Strukturidentifikation jedoch mit deutlichem Aufwand verbunden [StBW09] und hinsichtlich der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen nicht uneingeschränkt übertragbar (vgl. [Karc16]).

Insgesamt bietet die indirekte Überwachung gegenüber der direkten Überwachung den Vorteil, dass das Messsystem bereits vor der Verstärkung am Bestandsbauwerk installiert werden kann. Somit stehen neben den Messdaten der verstärkten Brücke auch Messdaten der noch unverstärkten Brücke zur Verfügung. Die Messdaten können somit miteinander verglichen und Unterschiede zwischen den Messdaten vor und nach der Verstärkung identifiziert werden. Analog zur direkten Überwachung kann die Auswertung und Beurteilung der Messdaten dabei sowohl durch die unmittelbare Auswertung der aufgezeichneten Messwerte als Grenzwertüberwachung, sowie mit komplexeren Methoden auf Basis physikalischer und nichtphysikalischer Modelle erfolgen. Im Rahmen der Grenzwertüberwachung an Bestandsbauwerken besteht im Allgemeinen das Problem, dass ein Ausgangszustand („Nullzustand“) der erfassten Parameter (z. B. Dehnungen der Betonoberfläche) nicht bekannt ist und somit die Festlegung von Grenzwerten kaum möglich ist. Da eine Verstärkung jedoch einen Eingriff in die Tragstruktur des Bestandsbauwerks darstellt und das Tragverhalten verändert, können z. B. mit Hilfe nichtphysikalischer Modelle Referenzzustände vor und nach der Verstärkung ermittelt und miteinander verglichen werden. Auf dieser Basis lassen sich aus den Messdaten

innerhalb der Referenzzustände Grenzwerte definieren, ohne dass ein Nullzustand des jeweiligen Messparameters bekannt ist.

4.3 Möglichkeiten der messtechnischen Umsetzung

Im Zuge der Entwicklung eines Überwachungskonzeptes ist zunächst zu klären, ob sich die gewählte Verstärkungstechnik grundsätzlich für eine Überwachung eignet und ob eine Überwachung der Verstärkung und/oder des verstärkten Bauwerks sinnvoll erscheint. Kriterien zur Beurteilung sind beispielsweise verfügbare finanzielle Mittel, Kosten-Nutzen-Vergleiche, Bedeutsamkeit des Bauwerks, bisherige (ggf. negative) Erfahrungen mit der Verstärkungstechnik, Möglichkeiten der messtechnischen Überwachung, Zugänglichkeit des Bauwerks und der zu erwartende Erkenntnisgewinn der Überwachung. Darüber hinaus ergeben sich die Anforderungen an die Entwicklung eines Überwachungskonzeptes neben der Abhängigkeit von der zu verstärkenden Brücken und dem Anwendungsziel, maßgeblich auf der Grundlage des Überwachungsansatzes (direkte oder indirekte Überwachung). Im Rahmen einer *indirekten Überwachung* sind diejenigen Tragwerksreaktionen zu erfassen, die maßgeblich von der Verstärkungsmaßnahme beeinflusst werden. Bei der *direkten Überwachung* werden die Anforderungen an die zu erfassenden Messparameter sowie der Anzahl und der Positionierung der Sensoren zur Ermittlung dieser Parameter wesentlich durch die geplante Verstärkungstechnik und derer Komponenten bestimmt. Neben detaillierten Kenntnissen bezüglich der gewählten Verstärkungstechniken müssen diejenigen Messparameter bekannt sein, die sich für die Bewertung eignen.

Im Folgenden werden zunächst grundlegende Messparameter aufgezeigt, die sowohl bei der indirekten Überwachung zur Erfassung von Tragwerksreaktionen, als auch bei der direkten Überwachung zum Einsatz kommen. Darüber hinaus werden, speziell im Hinblick auf die direkte Überwachung, geeignete Messparameter für diejenigen Verstärkungstechniken, die sich in der Praxis bewährt haben, zusammengestellt und bewertet. Die zur Erfassung dieser Parameter erforderlichen Methoden und vorhandene Messtechnik (Sensoren, Messdatenerfassungssysteme, Messdatenübertragung usw.) sind bereits in zahlreichen Literaturstellen detailliert dargestellt (z. B. [GrDS06, GrKr06, ZiWG09, KrGr10, Retz11, EbFr12, EbMü12,

HeSc12, FrVB14, ScKK14, BeMÖ15, ScPM15, Fakh16]) und sollen im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter beschrieben werden.

4.3.1 Grundlegende Messparameter

Generell können diejenigen Parameter, die am Bauwerk selbst gemessen werden, nach [ScKK14] unterteilen werden in:

- Mechanische Bauwerksparameter (*Dehnungen, Verschiebungen, Neigungen, Schwingbeschleunigungen und -geschwindigkeiten, Verkrümmungen, Spannungen, Kräfte*),
- physikalische Bauwerksparameter (*Bauteiltemperatur und Bauteilfeuchte*),
- chemische Bauwerksparameter (*Korrosion*).

Die Ermittlung von Tragwerksreaktionen, die für eine Bewertung der Wirksamkeit und Funktionsfähigkeit von Verstärkungen erforderlich sind, erfolgt mit Hilfe der mechanischen Bauwerksparameter. Dabei ist zwischen direkt durch geeignete Sensoren erfassbaren Parametern (z. B. Dehnungen und Verschiebungen) und indirekt erfassbaren Parametern (z. B. Spannungen) zu unterscheiden. Nachfolgend werden die Möglichkeiten zur Überwachung von Verstärkungen anhand von direkt erfassbaren Tragwerksreaktionen dargestellt und insbesondere die Unterschiede zu Überwachungsmöglichkeiten bei nicht verstärkten Bauwerken aufgezeigt.

Dehnung

Die messtechnische Erfassung von Dehnungen stellt meist einen Kernpunkt im Rahmen der Bauwerksüberwachung dar. Gleichmaßen sind Dehnungsmessungen ein zielführendes und vielseitig einsetzbares Instrument bei der Beurteilung und Bewertung von Verstärkungsmaßnahmen. Mit Hilfe entsprechender Sensoren lassen sich Betondehnungen, Betonstahl- und Spannstahldehnungen sowie Dehnungen von Stahlbauteilen (z. B. von Fahrbahnübergangskonstruktionen) zielführend erfassen. Dabei können sowohl lokal begrenzte Auswirkungen von Verstärkungsmaßnahmen auf einzelne Tragwerksreaktionen als auch globale Veränderungen des Tragverhaltens erkannt werden. Somit eignet sich die Erfassung und dauerhafte Überwachung von Dehnungen allgemein für das Monitoring aller Verstärkungstechniken und

aller Brückentypen. Neben der lokalen Erfassung von Beton- und Betonstahldehnungen in Bereichen großer Biegemomente in Brückenlängs- und -querrichtung sowie der globalen und über eine bestimmte Länge verteilten Erfassung von Dehnungen kann die Messung von Spannstahldehnungen, insbesondere im Koppelfugenbereich interner Spannglieder im Rahmen eines Brückenmonitorings, durchaus zielführend sein.

Risse

Die Überwachung bereits bestehender Risse bzw. Rissbreitenänderungen und die Erfassung neu entstehender Risse stellt eine effektive Methode zur Beurteilung der Wirksamkeit und Funktionsfähigkeit von Verstärkungsmaßnahmen dar. Dabei ist das Erkennen neu auftretender Risse derzeit lediglich lokal im Bereich potenzieller Gefährdungsbereiche (sog. „Hot Spots“) mit Hilfe optischer Verfahren oder modernen Methoden wie „Smart Film“, CVM (engl.: Comparative Vacuum Monitoring Sensor) oder Carbon Nanotubes möglich [ScPB15]. Im Rahmen eines globalen Überwachungsansatzes auf der Grundlage von gemessenen Tragwerksreaktionen ist die Lokalisation neu entstehender Risse nach derzeitigem Forschungsstand noch nicht möglich [Karc16]. Somit besteht die Hauptanwendung der Rissüberwachung zur Bewertung von Verstärkungen darin, Rissbreitenänderungen bestehender Risse dauerhaft zu überwachen. Als typische Anwendungen sind die Messungen der Rissbreitenänderung von Biegerissen oder von Rissen im Bereich von Koppelfugen vorgespannter Brücken zu nennen. Anhand zunehmender Rissbreitenänderungen bei gleichbleibender Belastung kann beispielsweise die Wirksamkeit der Verstärkung beurteilt und eine Abnahme der Effektivität der Verstärkung identifiziert werden.

Neigung / Verkrümmung / Verschiebung

Die Erfassung von Neigungen, Verkrümmungen und Verschiebungen dient im Allgemeinen der Beurteilung lastbedingter Verformung von Brückenbauwerken sowohl in Längs- als auch in Querrichtung. Die Bewertung anhand von Verformungen eignet sich in Brückenlängsrichtung für Verstärkungsverfahren, welche die Biegesteifigkeit des (Gesamt-)Tragwerks, z. B. durch eine zusätzliche externe Vorspannung oder durch das Aufbringen einer Betonerfüllung erhöhen. In Brückenquerrichtung ist beispielsweise die Messung der Kragarmverformungen bei der Verstärkung mit CFK-Lamellen oder bei der Ergänzung der Druckzone mit Aufbeton

zu nennen. Um die möglichen Auswirkungen nachlassender Wirksamkeit von Verstärkungen zuverlässig beurteilen zu können, sind insbesondere Messstellen zu wählen, an denen sich große Verformungen unter Belastung einstellen. Eine Zunahme der Verformung bei gleichbleibender Verkehrsbelastung deutet zum Beispiel auf eine Abnahme der Wirksamkeit der Verstärkung hin.

Schwingung / Schwingbeschleunigung

Analog zur Erfassung von Verformungen eignet sich die Messung von Bauwerksschwingungen in erster Linie zur Überwachung von Verstärkungstechniken, die das (globale) Trag- bzw. Schwingungsverhalten der Haupttragstruktur der Brücke beeinflussen. Die Bewertung kann dabei anhand der ermittelten Eigenform und des Dämpfungsmaßes erfolgen. Zudem ändert sich bei globalen Verstärkungsmaßnahmen die Eigenfrequenz der Brücke, die im Rahmen einer Schwingungsanalyse ermittelt werden kann. Die für eine Schwingung erforderliche Anregung wird bei der (Dauer-)Überwachung von Brücken im Allgemeinen durch ambiente Anregungen, also durch die Belastung des Verkehrs und Windes, erzeugt. Zur zuverlässigen Bewertung der dauerhaften Funktionsfähigkeit von Verstärkungsmaßnahmen muss eine mögliche nachlassende Wirkung der Verstärkung so groß sein, dass diese sich auf das Schwingverhalten auswirkt. Zudem erfordert die Bewertung eine sehr hohe Genauigkeit an das gesamte Messsystem. Insgesamt ist die Überwachung von Bauwerksschwingungen mit einem hohen rechnerischen Aufwand und einer besonders sorgfältigen Auswahl der Messstellen verbunden.

Kräfte

Die Möglichkeiten zur (direkten) messtechnischen Erfassung von Kräften sind insgesamt sehr eingeschränkt. Denkbar ist die Erfassung von vertikalen und horizontalen Auflagerkräften im Bereich der Brückenlager. Die Umsetzung bei Bestandsbauwerken ist jedoch schwierig und in vielen Fällen nicht praktikabel. Im Rahmen eines Lagerwechsels besteht jedoch die Möglichkeit spezielle Brückenlager zu verwenden, bei denen sich vertikale Auflagerkräfte (z. B. anhand des Öldrucks im Inneren der Lager) direkt bestimmen lassen [MüRS06].

Darüber hinaus können direkt erfasste Vorspannkräfte von externen Spanngliedern zur Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen herangezogen werden. Diese lassen sich mit

Hilfe entsprechender Methoden, wie z. B. magnetoelastischen Spannkraftmessungen oder Wirbelstrom-Multisensoren, die auf freier Länge des Spannglieds angeordnet werden können, bestimmen [ScPB15]. Der Vorteil dieser Methoden besteht darin, dass die werksseitig korrosionsgeschützten und mit einer PE-Ummantelung versehenen Spannglieder nicht freigelegt werden müssen und das Spannsystem unversehrt bleibt. Jedoch beruhen diese Methoden auf der Erfassung von Dehnungen und Schwingungen, auf deren Basis die Vorspannkraft berechnet werden können. Bei der Verstärkung mit externen Spanngliedern besteht zudem die Möglichkeit, während der Applikation der zusätzlichen Spannglieder Kraftmessdosen im Bereich der Verankerungskonstruktion (vorzugsweise am Festanker) anzuordnen, um die Vorspannkraft direkt zu messen (Bild 4.1).

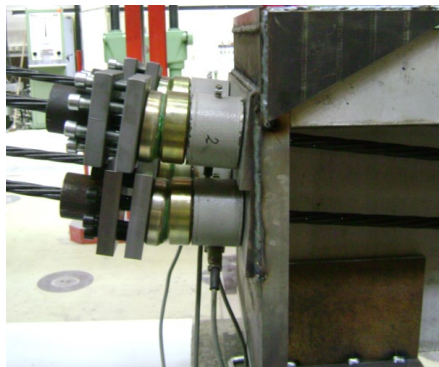


Bild 4.1: Kraftmessdose an der Endverankerung eines Spannbetonbinders zur Ermittlung der Vorspannkraft

4.3.2 Zusätzliche (externe) Vorspannung

Bei der Brückenverstärkung mit externer Vorspannung sind neben den Spanngliedern weitere Komponenten (insbesondere Verankerungs- und Umlenkstrukturen) erforderlich, um die Vorspannkraft vom Spann Stahl in das Bestandsbauwerk einzuleiten. Somit können über die Vorspannung hinaus auch die weiteren Komponenten des Verstärkungssystems für eine direkte Überwachung der Verstärkung herangezogen werden. Folgende Parameter können dabei messtechnisch erfasst werden:

- Vorspannkraft bzw. Kraft im Spannglied,
- Schwingbeschleunigung der Spannglieder,
- Spann Stahl- und Beton Stahldehnungen,
- Relativverformungen zwischen Ankerkörper und Bestandsbauwerk,

- Rissentstehung und Rissbreitenänderungen bei nachträglich anbetonierten Ankerblöcken.

Vorspannkraft bzw. Kraft im Spannglied

Eine dauerhaften Erfassung der Vorspannkraft bzw. der Kraft im Spannglied eignet sich zur Identifizierung sowohl eines plötzlich auftretenden Abfalls der Vorspannkraft, z. B. infolge einer Spannstahlbeschädigung oder Überbeanspruchten, als auch einer schleichenden Abnahme der Vorspannkraft, z. B. durch Schäden an den Komponenten des Verstärkungssystems.

Schwingbeschleunigung der Spannglieder

Zur Überwachung der Vorspannung kann das Resonanzverhalten der externen Spannglieder genutzt werden. Da die zusätzlichen Spannglieder nur an den Verankerungskonstruktionen mit dem Bauwerk verbunden sind und zwischen diesen Stellen (auf freier Länge) vergleichbar mit einer schwingenden Saite frei schwingen können, kann die Vorspannkraft rechnerisch ermittelt werden (vgl. Bild 4.2). Theoretische Grundlagen und praktische Anwendungen zur Ermittlung der Eigenfrequenz mit entsprechenden Methoden sind u. a. in [Riad06, PeZH07, ZiWG09, NaWa12] beschrieben.



Bild 4.2: Dynamische Schwingungsmessung an einem externen Spannglied [Schö09]

Ein Nachteil dieses Verfahrens ist der vergleichsweise hohe Rechenaufwand. Zudem sind der Auswertung aufgrund teilweise nur ungenau vorliegender Systemparametern bzw. vieler unscharfer Randbedingungen Grenzen gesetzt und es kann zu erheblichen Fehlern bei den Messungen kommen [ZiWG09].

Spannstahl- und Betonstahldehnungen

Eine Alternative zur direkten Ermittlung der Vorspannkraft stellt die Dehnungsmessung der zusätzlichen Spannstähle dar. Da es bei externen Spanngliedern i. d. R. vermieden werden sollte die werkseitig vorhandene PE-Ummantelung zu beschädigen um an die Spannstähle zu gelangen, eignet sich die Dehnungsmessung vornehmlich für diejenigen Spannglieder, die bei der Quervorspannung von nachträglich anbetonierten Ankerkörpern zum Einsatz kommen. Entsprechenden Sensoren können vor dem Vorspannen direkt auf die Stahloberfläche der Stab- oder Gewindestähle appliziert werden, die meist ohne Schutzummantelung durch Bohrlöcher direkt in den vorhandenen Brückenquerschnitt eingebaut werden.

Wird bei der Verstärkung mit externer Vorspannung ein Ankerkörper zur Einleitung der Vorspannkraft in den Brückenquerschnitt erforderlich, kann die Beanspruchung der Verbundbewehrung, die in der Fuge zwischen Stahlbeton-Ankerkörper und Altbeton angeordnet wird, anhand der Betonstahldehnungen erfasst werden.

Relativverformungen zwischen Ankerkörper und Bestandsbauwerk

Nachträglich anbetonierte Verankerungskonstruktionen und Umlenkstellen mit deren Hilfe die Vorspannkraft in das Bauwerk übertragen werden stellen maßgebende Komponenten der Verstärkungstechnik dar. Die entscheidenden Parameter zur Sicherstellung der Kraftübertragung in der Fuge sind die Fugenbeschaffenheit, die Fugenbewehrung und die Quervorspannung. Eine steigende Relativverformung zwischen Ankerkörper und Bestandsbauwerk lässt auf ein mögliches Aufreißen der Fuge und ein sich anschließendes Verbundversagen schließen. Der Schadensfall an der Talbrücke Sechshelden im Zuge der A45 im Jahr 2011, bei der kurze Zeit nach der Fertigstellung ein Endverankerungsblock versagte (Bild 4.3), sowie die weiter anhaltende Forschungsaktivität im Bereich der Verankerung externer Spannglieder zeigen, dass die messtechnische Überwachung der Verankerungskonstruktionen externer Spannglieder durchaus sinnvoll und empfehlenswert ist.



Bild 4.3: Abgerissener Endverankerungsblock an der Talbrücke Sechshelden kurz nach Fertigstellung [Hell11]

Risse und Rissbreitenänderungen bei nachträglich anbetonierten Ankerblöcken

Versuche haben gezeigt, dass bei der Einleitung großer Vorspannkraft Zug- und Druckbeanspruchungen innerhalb des Ankerblocks entstehen, die zu Rissen und Betonabplatzungen führen können (vgl. Bild 4.4). Bei der Verankerung in vorhandenen Stegscheiben von Plattenbalkenbrücken können zudem, aufgrund einer exzentrischen Lasteinleitung in die Stegscheibe, lokale Zugspannungen auftreten, die bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit Risse hervorrufen. Mit entsprechender Sensorik können neu entstehende Risse sowie Rissbreitenänderungen in Bereichen starker Beanspruchung von Lasteinleitungsstellen messtechnisch überwacht werden.

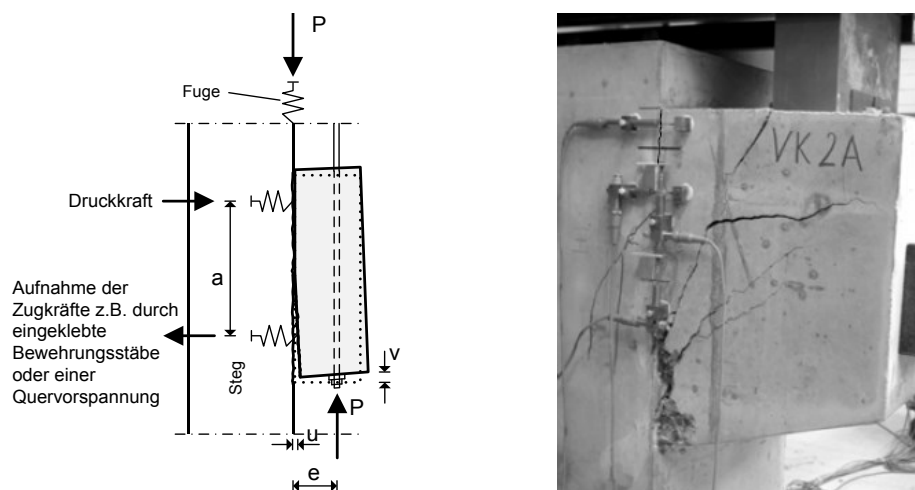


Bild 4.4: Vereinfachtes System zur mechanischen Beschreibung einer Endverankerung (links) und in einem Versuch aufgetretene Rissbildung an einer Endverankerung (rechts) [Zech05]

4.3.3 Geklebte Bewehrung (CFK-Lamellen, Stahllaschen)

Bei der Verstärkung mit geklebter Bewehrung und insbesondere bei der Anwendung von CFK-Lamellen, deren Einsatz in den letzten Jahren kontinuierlich angestiegen ist, bedürfen die Ausführung und die Applikation der Lamellen besonderer Sorgfalt und umfassender Fachkenntnisse. Zudem ist das Langzeitverhalten dieser Verstärkungstechnik in der Praxis noch nicht umfassend erforscht, sodass sich durch eine messtechnische Dauerüberwachung ein großer Nutzen für die Bewertung der Wirksamkeit und der dauerhaften Funktionsfähigkeit ergeben kann. Die Tragfähigkeit einer Verstärkung mit geklebter Bewehrung wird generell von zwei maßgebenden Faktoren, der (Zug-)Festigkeit der Lamelle/Lasche und dem Verbund zwischen der Lamelle/Lasche und dem Beton bestimmt. Folgende Messparameter stehen zur Beurteilung der Verstärkung zur Verfügung:

- Lamellen- bzw. Laschendehnung,
- Entkopplung von der Betonoberfläche,
- Relativverschiebung zwischen Lamelle/Lasche und Beton,
- Temperatur,
- Durchfeuchtung.

Lamellen- bzw. Laschendehnung

Im Unterschied zum Betonstahl besitzen CFK-Lamellen aufgrund ihrer rein elastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung kein Ankündigungsverhalten, sodass es bei Überbeanspruchung zu einem schlagartigen Versagen der Lamelle kommt.

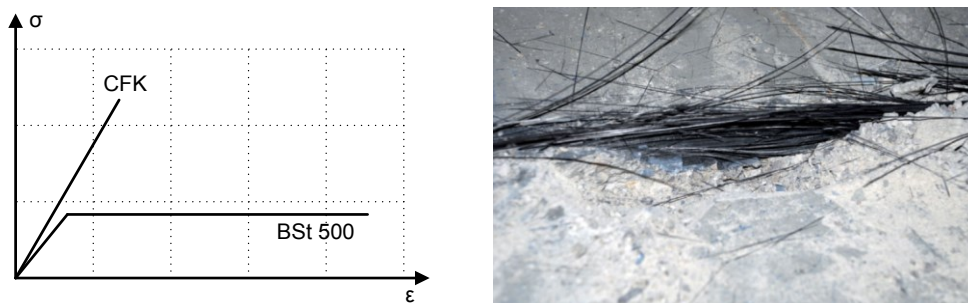


Bild 4.5: Vereinfachter Spannungs-Dehnungsverlauf von CFK-Lamellen und Betonstahl (links) und sprödes Versagen einer CFK-Lamelle (rechts)

Anhand der Dehnungsmessungen können Dehnungsüberschreitungen und Überbeanspruchungen der Lamelle/Lasche erkannt und die Verstärkung hinsichtlich ihrer Wirksamkeit beurteilt werden. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen ermöglichen zudem Aussagen bezüglich der Beteiligung der Lamelle/Lasche am Lastabtrag treffen zu können [Cran05, ScPe16]. Erfolgt die Applikation der Sensorik vor bzw. während der Verstärkung, können die erfassten Dehnungen im Rahmen einer Grenzwertüberwachung direkt mit den zulässigen Lamellendehnungen des zugrunde liegenden Bemessungskonzeptes (vgl. [DAfStb12]) verglichen und dauerhaft überwacht werden.

Ablösen von der Betonoberfläche

Die Entkopplung der Lamelle, also das Ablösen von der Betonoberfläche, stellt die häufigste Versagensform von aufgeklebter Bewehrung dar [Finc12]. Eine vergleichsweise einfache Möglichkeit die Ablösevorgänge zu überwachen, besteht in der Messung von Dehnungsänderungen. Bei der Positionierung mehrerer Sensoren über die Länge der Lamelle/Lasche können die einsetzenden Ablöseerscheinungen aufgrund unregelmäßiger Dehnungsverläufe benachbarter Sensoren erkannt werden. In Bereichen von Ablösevorgängen bleibt die Dehnung konstant, wohingegen in angrenzenden Bereichen aufgrund der Kraftumlagerung Dehnungszuwächse zu verzeichnen sind [SaNe07]. Bild 4.6 zeigt diesen Sachverhalt am Beispiel gemessener Dehnungsverläufe eines Einfeldträgers mit unterschiedlichen Laststufen aus [SaNe07]. Es wird deutlich, dass bei zunehmender Belastung die Dehnungen an einigen Messstellen (besonders zwischen ca. 1200 mm und 1500 mm) im Vergleich zu benachbarten Messstellen deutlich ansteigen.

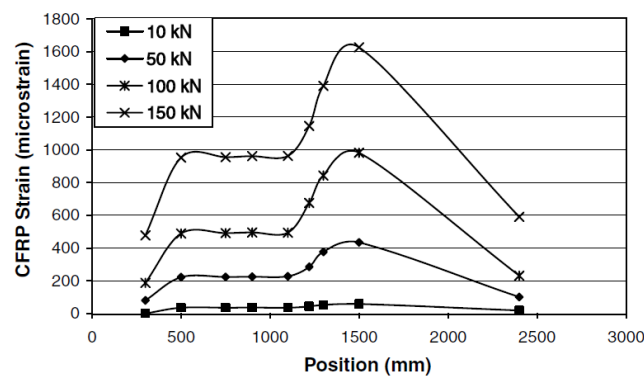


Bild 4.6: Gemessene Dehnungsverläufe eines mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbeton Einfeldträgers mit unterschiedlichen Laststufen [SaNe07]

Relativverschiebung zwischen Lamelle/Lasche und Beton

Durch Auswertung der Relativverschiebung zwischen Lamelle/Lasche und Beton können Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit des Verbundes und auf die Wirksamkeit der Verstärkung gezogen werden. Die Ermittlung der Relativverschiebung erfolgt dabei durch den Vergleich zwischen den Lamellen-/Laschendehnung und den Betondehnungen in unmittelbarer Nähe zu den Lamellen/Laschen.

Temperatur

CFK-Lamellen bestehen aus unidirektionalen Kohlenstofffasern, die mit einem Faservolumenanteil von ca. 70 % in eine Matrix aus Epoxidharz eingebettet sind. Das dabei zum Einsatz kommende Epoxidharz, welches unter Zugabe eines Stellmittels auch als Kleber zwischen Lamelle/Lasche und Beton verwendet wird, weist eine vergleichsweise geringe Glasübergangstemperatur von ca. 55 °C bis 60 °C auf. Im Bereich dieser Glasübergangstemperatur nehmen die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul des Epoxidharzes schlagartig ab (Bild 4.7), was zu einem plötzlichen Ablösen der Lamelle/Lasche ohne Vorankündigung führt. Eine dauerhafte Überwachung der Bauteil- und Lufttemperaturen in unmittelbarer Umgebung der Lamellen ermöglicht es, mit vergleichsweise kostengünstiger und vielfältig verfügbarer Sensorik, Warnungen bei der Überschreitung entsprechender Grenzwerte auszugeben.

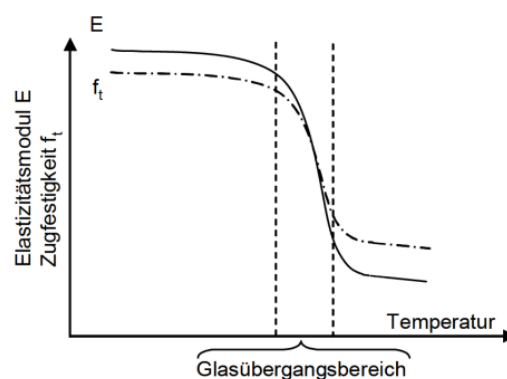


Bild 4.7: Verlauf des E-Moduls und der Zugfestigkeit im Bereich der Glasübergangstemperatur des Epoxidharzes [Borc05]

Durchfeuchtung

Eine Durchfeuchtung des verstärkten Bauteils im Bereich der geklebten Bewehrung kann die Verbundtragwirkung zwischen der Lamelle/Lasche und der Betonoberfläche beeinträchtigen und das Ablösen der Lamelle/Lasche zur Folge haben [Klee04]. Aus diesem Grund darf das Bauteil im Bereich der Verstärkung bzw. im Bereich der Klebefuge keiner wechselnden oder dauerhaften Durchfeuchtung ausgesetzt sein. Zur langfristigen Überwachung des Feuchtegehalts im Beton können entsprechende Sensoren in kritischen Bereichen des Bauwerks bzw. in unmittelbarer Umgebung der Verstärkung installiert werden. Dabei stehen auch Sensoren zur Verfügung, die sich für den nachträglichen Einbau in Bestandsbauwerke eignen.

4.3.4 Ergänzung der Druckzone (Ortbetonerfüllung)

Eine dauerhafte Überwachung der Ortbetonerfüllung wird nur in besonderen Fällen, z. B. zur Erfassung möglicher Fehler während der Ausführung, oder im Verlauf der Nutzung auftretender Schäden (beispielsweise Risse in der Aufbetonschicht, durch die Wasser zur Verbundfuge gelangen kann) sinnvoll sein. Da die Wirksamkeit der Verstärkung maßgeblich vom Verbund zwischen Neu- und Altbeton bestimmt wird und im Allgemeinen eine zusätzliche Verbundbewehrung anzuordnen ist, sind grundsätzlich folgende Parameter messtechnisch erfassbar:

- Relativverschiebung zwischen Aufbeton und Altbeton,
- Dehnung der Verbundbewehrung,
- Korrosion der Verbundbewehrung.

Relativverschiebung zwischen Aufbeton und Altbeton

Die Erfassung von Relativverschiebungen zwischen der Betonergänzung und dem bestehenden Querschnitt erlaubt eine Aussage über die Tragfähigkeit des Verbundes. Die Messung kann z. B. direkt entlang der Betonierfuge oder am Ende der Querschnittsergänzung erfolgen. In den Randbereichen der Verbundfuge kann es zu hohen Schubbeanspruchungen und konzentrierten Zugkräften vertikal zur Verbundfuge kommen. Durch die Messung vertikaler Relativverschiebungen (Δw) zwischen Aufbeton und Altbeton kann ein sich ankündigendes Aufklaffen der Verbundfuge bereits im Vorfeld erkannt werden (vgl. Bild 4.8). Zudem dient

die Messung der horizontalen Relativverschiebung (Δu) zwischen Alt- und Aufbeton dazu, das Verbundverhalten der Verstärkung dauerhaft zu beurteilen.

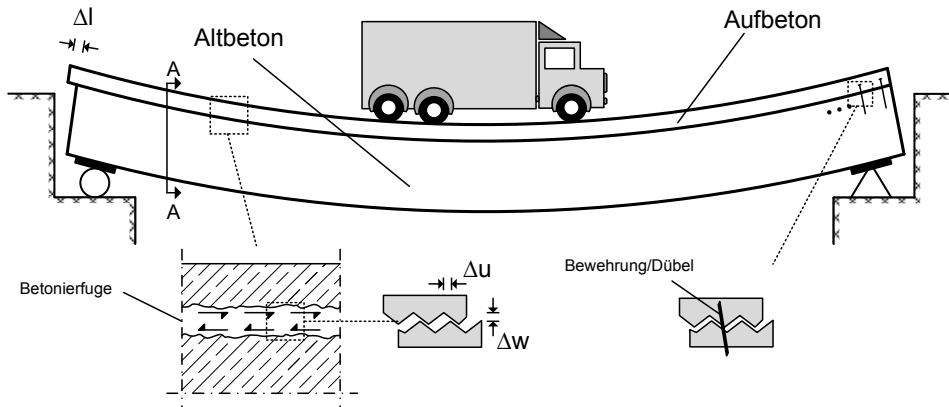


Bild 4.8: Prinzipskizze der vertikalen und horizontalen Verschiebungen bei einer Ortbetonergänzung

Bei Brückenbauwerken ist die messtechnische Umsetzung zur Erfassung von Relativverschiebungen jedoch schwierig, da die Ränder des Überbaus i. d. R. durch weitere Konstruktionselemente, wie Kappen oder Fahrbahnübergangskonstruktionen, überbaut sind. Daher ergeben sich besondere Anforderungen an die Planung und die Applikation der Messtechnik.

Dehnung der Verbundbewehrung

Durch die Dehnungsmessung der Verbundbewehrung lässt sich eine mögliche Verschlechterung des Verbundes bewerten sowie eine Überbeanspruchung der Bewehrung erkennen. Ein stetiger Anstieg der gemessenen Dehnungen der Verbundbewehrung weist auf eine Verschlechterung des Verbundes zwischen Alt- und Aufbeton hin.

Korrosion der Verbundbewehrung

Eine Ortbetonergänzung erfolgt i. d. R. global über die gesamte Fahrbahnplatte und geht mit einer Erneuerung der Abdichtung und des Fahrbahnbelags einher, sodass bei sachgerechter Ausführung die Gefahr der Bewehrungskorrosion infolge Wassereintritts vergleichsweise gering ist. Bei der lokalen Verstärkung besteht im Grenzbereich zwischen dem neuen Belag bzw. der neuen Abdichtung und dem Bestand die Gefahr, dass Wasser durch die Fuge in das Bauteil eindringt. An diesen potenziellen Schwachstellen eignet sich ein dauerhaftes Feuchte-/

Korrosionsmonitoring dazu, Korrosionserscheinungen bereits im Vorfeld zu erkennen. Zudem stehen auch Messtechniken für flächige Korrosionsmessungen zur Verfügung.

4.3.5 Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung

Die Wirksamkeit der Verstärkung bei einer Querschnittsergänzung und zusätzlicher Betonstahlbewehrung wird analog zur Ortbetonergänzung maßgeblich vom Verbund zwischen Neu- und Altbeton bestimmt. Darüber hinaus wird das Verstärkungssystem durch die zusätzlich eingelegte Betonstahlbewehrung um eine weitere Komponente ergänzt. Die Verstärkung kann somit grundsätzlich anhand folgender Parameter bewertet werden:

- Dehnung der (zusätzlichen) Betonstahlbewehrung,
- Relativverschiebung zwischen Aufbeton und Altbeton,
- Korrosion der (zusätzlichen) Bewehrung.

Dehnung der (zusätzlichen) Betonstahlbewehrung

Insbesondere bei der Anordnung von zusätzlicher Betonstahlbewehrung im Koppelfugenbereich von Spannbetonbrücken (zur Reduzierung der Rissbreiten vorhandener Risse oder zur Verringerung der Spannstahldehnungen) eignet sich die Dehnungsmessung zur Beurteilung und Überwachung der Verstärkung. Da die Sensorapplikation bereits vor der Verstärkung erfolgt, werden absolute Dehnungen gemessen, mit denen eine mögliche Überbeanspruchung der zusätzlichen Bewehrung frühzeitig durch eine Grenzwertüberwachung erkannt werden kann. Wird im Rahmen der Querschnittsergänzung die Betondeckung bis auf die vorhandene Betonstahlbewehrung abgetragen, können zusätzlich Sensoren auf die vorhandene Bewehrung appliziert werden.

Relativverschiebung zwischen Aufbeton und Altbeton

Die Auswertung von Relativverschiebungen zwischen der Betonergänzung und dem Bestandsquerschnitt erlaubt eine Aussage hinsichtlich der Tragfähigkeit des Verbundes und unterscheidet sich im Wesentlichen in ihrer Anwendung nicht von der Ortbetonergänzung (siehe Kap. 4.3.4).

Korrosion der (zusätzlichen) Bewehrung

Da die Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Bewehrung häufig im Inneren von Hohlkästen oder an der Unterseite der Querschnitte erfolgt, ist die Gefahr von eindringendem Wasser als Auslöser einer Bewehrungskorrosion vergleichsweise gering. Für ein Feuchte-/ Korrosionsmonitoring in gefährdeten Bereichen stehen jedoch entsprechende Sensoren zur Verfügung.

4.3.6 Zusätzliche Bewehrung in Nuten

Die zur Überwachung der Wirksamkeit und Funktionsfähigkeit der Verstärkung mit zusätzlicher Bewehrung in Nuten erforderlichen Messparameter unterscheiden sich nicht von denen, die bei der Querschnittsergänzung mit Beton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung zum Einsatz kommen (siehe Kap. 4.3.5).

4.3.7 Stabspannglieder und Schublaschen zur Querkraftverstärkung

Da sich der Einsatz von Stabspanngliedern und Schublaschen i. d. R. nur auf lokal begrenzte Bereiche des Überbaus beschränkt, sind kaum Auswirkungen auf das (globale) Tragverhalten der Brücke vorhanden, sodass die Überwachung der Verstärkung mit indirekten Methoden nicht zielführend ist. Eine Bewertung der Querkraftverstärkung ist somit meist nur anhand folgender direkt erfassbarer (Mess-)Parameter möglich:

- Dehnung der Spannglieder bzw. Schublaschen,
- Dehnung an den Stahlteilen der Verankerungskonstruktion,
- Korrosion der Spannglieder.

Dehnung der Spannglieder bzw. Schublaschen

Die effektivste Möglichkeit zur Überwachung und Beurteilung der Querkraftverstärkung besteht in der Erfassung der Dehnungen an den Spanngliedern oder Schublaschen. Die Applikation von entsprechenden Sensoren direkt auf der Stahloberfläche ist sowohl bei Schublaschen, die außerhalb des Querschnitts angebracht werden, als auch bei Stabspanngliedern, die ohne eine werksseitige Ummantelung in zuvor hergestellte Bohrlöcher eingebracht werden, i. d. R. problemlos möglich ist. Ein plötzlicher Abfall der Dehnungsverläufe kann auf ein Versagen beispielsweise im Bereich der Verankerung hindeuten. Beim Einsatz von

Spanngliedern kann es zudem, insbesondere infolge von Kriechverformungen des Betons, zu Spannkraftverlusten und somit zu einer schleichenden Reduzierung der Wirksamkeit der Verstärkung kommen, die anhand von Dehnungsmessungen erkannt werden können.

Dehnung der Stahlkomponenten von Verankerungskonstruktionen

Querkraftverstärkungen an Brücken erfordern oftmals aufwändige Verankerungskonstruktionen aus Stahl, welche die Kräfte aus den Spanngliedern oder Schublaschen in den bestehenden Betonquerschnitt einleiten. In besonders kritischen und hoch ausgenutzten Bereichen der Verankerungskonstruktion sind anhand von Dehnungsmessungen mögliche Überbeanspruchungen einzelner Stahlelemente vorzeitig erkennbar.

Korrosion der Spannglieder bzw. Schublaschen

Die meist außerhalb des Betonquerschnitts angeordneten Schublaschen werden mit einem Korrosionsschutzanstrich versehen (vgl. Bild 4.9), der z. B. im Rahmen der regelmäßigen Brückenprüfungen auf Korrosion untersucht wird, sodass eine messtechnische Überwachung nicht zielführend ist. Bei intern geführten Spanngliedern sind die Zugänglichkeit und die Möglichkeit zur visuellen Überprüfung jedoch nicht gegeben. Insbesondere bei nicht fachgerechter Ausführung der Abdichtung im Bereich der erforderlichen Kernbohrungen (vgl. Bild 4.9) besteht die Gefahr, dass Wasser in den Querschnitt eindringt und zu den Spanngliedern gelangt. Der Einbau von entsprechenden Feuchtesensoren im Bereich der Verankerung in der Fahrbahnplatte kann dazu dienen, mögliche Korrosionsaktivitäten frühzeitig zu erkennen.



Bild 4.9: Mit einem Korrosionsanstrich versehene Schublaschen (links) und Verankerungsdetail einer Querkraftverstärkung in der Fahrbahnplatte (rechts) [ScHe16]

4.3.8 Zusammenfassung und Auswertung

Die Zusammenfassung und Auswertung der Notwendigkeit und des Nutzens der Überwachung von Verstärkungen erfolgt vor dem Hintergrund der in Kapitel 4.2 beschriebenen Überwachungsansätze unter Berücksichtigung der Möglichkeiten zur messtechnischen Umsetzung.

Die *indirekte Überwachung* ist grundsätzlich unabhängig von der eingesetzten Verstärkung, da die Messwerterfassung nicht an den Komponenten der Verstärkungstechnik, sondern an beliebigen Stellen des Bauwerks erfolgt. Daher kann dieser Überwachungsansatz generell bei allen Verstärkungen angewendet werden. Er ist insbesondere bei denjenigen Verstärkungstechniken zielführend, die das globale Tragverhalten der Brücke beeinflussen. Die erfassten Messdaten können dabei über die Beurteilung der Verstärkung hinsichtlich Wirksamkeit und Funktionsfähigkeit hinaus auch für die weiterführende Bewertung des Tragverhaltens der Brücke genutzt werden.

Die *direkte Überwachung* ist im Gegensatz zur indirekten Überwachung unmittelbar von der eingesetzten Verstärkung abhängig, da die zur Beurteilung dieser notwendigen Parameter direkt an den Komponenten der Verstärkungstechnik erfasst werden. Der Erfolg der indirekten Überwachung ist dabei vornehmlich davon abhängig, ob die spezifischen Parameter der unterschiedlichen Verstärkungstechniken zielsicher und dauerhaft messtechnisch erfasst werden können.

Im Folgenden werden die Möglichkeiten und die Notwendigkeit zur Überwachung von Verstärkungen aus technischer Hinsicht, auf Grundlage bisheriger Erfahrungen und theoretischer Überlegungen zu den einzelnen Verstärkungstechniken, der Möglichkeiten der messtechnischen Überwachung sowie des zu erwartenden Erkenntnisgewinns ausgewertet.

Externe Vorspannung

Die zusätzliche externe Vorspannung ist ein häufig eingesetztes und umfassendes Verfahren zur Brückenverstärkung, das oft zur Kompensation mehrerer gleichzeitig vorhandener Defizite verwendet wird. Die derzeitigen Forschungstätigkeiten zu den Verankerungskonstruktionen bzw. der Krafteinleitung in den Überbau belegen, dass gerade in diesen kritischen

Bereichen noch nicht alle notwendigen Erkenntnisse vorhanden sind. Aufgrund der vielfältigen Möglichkeiten sowohl zur messtechnischen Erfassung der zusätzlichen Vorspannkkräfte in den Spanngliedern als auch zur Erfassung von Parametern für die Beurteilung der Verankerungskonstruktionen ist eine Überwachung der externen Vorspannung grundsätzlich zu empfehlen.

Geklebte Bewehrung

Die Verstärkung mit geklebter Bewehrung wird grundsätzlich umfassend in [DAfStb12] sowie in den allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Die Anwendung der darin enthaltenen Regelungen auf Spannbetonbauteile ist jedoch bislang nicht hinreichend bzw. abschließend bewertet, sodass eine Übertragung auf den Brückenbau nicht uneingeschränkt möglich ist. Zudem sind das Ermüdungsverhalten des Verbundes und das mechanische Langzeitverhalten des Klebers noch nicht vollständig geklärt. Zwar wurde bereits eine Vielzahl von Brücken mit geklebter Bewehrung verstärkt, jedoch liegen zu diesen Maßnahmen kaum objektive Erkenntnisse hinsichtlich der Wirksamkeit, z. B. in Bezug auf die Beteiligung der geklebten Bewehrung am Lastabtrag, sowie der dauerhaften Funktionsfähigkeit vor. Die messtechnischen Möglichkeiten zur Erfassung wesentlicher Parameter sind sowohl für eine direkte als auch für eine indirekte Überwachung vorhanden. Da die CFK-Lamellen/Stahllaschen direkt auf die Bauteiloberfläche appliziert werden, sind die entsprechenden Messparameter gut zugänglich und können bei Bedarf mit vergleichsweise einfachen Maßnahmen vor äußeren Einflüssen geschützt werden. Die Überwachung der Verstärkung mit geklebter Bewehrung wird daher grundsätzlich empfohlen.

Ergänzung der Druckzone

Zahlreiche Versuchsreihen sowie positive Erkenntnisse von durchgeführten Verstärkungen an Brücken mit Druckzonenergänzungen haben gezeigt, dass bei entsprechender Untergrundvorbereitung und der Einhaltung der konstruktiven Forderungen die zusätzliche Ortbetonschicht eine kraftschlüssige Verbindung mit dem Altbeton eingeht. Aufgrund der großflächigen Ausdehnung der Verstärkung und der damit verbundenen großen Verbundfläche sowie durch die Anordnung der Verbundbewehrung kann i. d. R. von einem starren Verbund zwischen Neu- und Altbeton ausgegangen werden. Hinsichtlich der messtechnischen Umsetzung haben

die Erfahrungen bei grundsätzlich allen Ortbetoneergänzungen gezeigt, dass eine dauerhafte Messung der zur Beurteilung erforderlichen Parameter (z. B. aufgrund von Sensorausfällen bereits während der Betonage) schwierig ist. Eine Überwachung der Verstärkung ist, bei entsprechender Qualitätssicherung während der Bauausführung, in der Regel nicht notwendig.

Querschnittsergänzung mit Beton

Analog zur Ergänzung der Druckzone kann bei der Querschnittsergänzung mit Ortbeton bei entsprechender Einhaltung der konstruktiven Anforderungen, wie beispielsweise einer sorgfältigen Untergrundvorbereitung und der Anordnung einer Verbundbewehrung, von einem monolithischen Bauteil nach der Verstärkung ausgegangen werden. Da die Möglichkeiten der messtechnischen Erfassung, insbesondere der dauerhaften messtechnischen Erfassung, zudem begrenzt sind, ist eine Überwachung der Verstärkung in der Regel nicht zielführend.

Zusätzliche Bewehrung in Nuten

Die Verstärkung mit zusätzlicher Bewehrung in Nuten stellt hohe Anforderungen an die Bauausführung, beispielsweise an die Herstellung der Nuten, an das Füllen der Nuten sowie an die Nachbehandlung. Unter Einhaltung dieser Anforderung im Rahmen der Ausführung unterscheidet sich das verstärkte Bauteil hinsichtlich Tragfähigkeit, Rissbildung und Verbund nicht von einem monolithischen Bauteil. Die messtechnischen Möglichkeiten beispielsweise zur Erfassung der Dehnungen der zusätzlichen Bewehrungselemente sind grundsätzlich vorhanden, jedoch ist die dauerhafte Messung dieser Parameter, wie bei allen Betoneergänzungen, schwierig. Die Überwachung dieser Verstärkungstechnik ist i. d. R. nicht notwendig.

Spannglieder und Schublaschen aus Stahl

Da der Einfluss der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke messtechnisch nahezu nicht zu erfassen und nur analytisch zu bestimmen ist, ist eine Bewertung der Verstärkung nur durch einen direkten Überwachungsansatz möglich. Die messtechnischen Möglichkeiten, insbesondere zur Erfassung der Dehnungen von Stahlbauteilen, sind vorhanden. Aufgrund der Gefahr, vorhandene Bewehrungselemente unbemerkt zu beschädigen und somit ggf. die zusätzlichen Spannglieder/Schublaschen höher zu beanspruchen als bei der Bemessung angesetzt, kann eine Überwachung in bestimmten Anwendungsfällen durchaus sinnvoll sein.

Tabellarische Zusammenfassung

Die Tabelle 4.1 gibt einen abschließenden Überblick über die messtechnische Umsetzbarkeit und den zu erwartenden Erkenntnisgewinn bei der Überwachung der unterschiedlichen Verstärkungstechniken. Da sich die drei Verstärkungstechniken Ergänzung der Druckzone (i), Querschnittsergänzung mit Beton (ii) und zusätzliche Bewehrung in Nuten (iii) hinsichtlich dieser Bewertungsmerkmale nahezu nicht voneinander unterscheiden, werden sie in der folgenden Tabelle unter dem Begriff *Ortbetonerhöhungen* zusammengefasst.

Tabelle 4.1: Messtechnische Umsetzbarkeit und Erkenntnisgewinn bei der Überwachung von Verstärkungen

Verstärkungstechnik	messtechnische Umsetzbarkeit		zu erwartender Erkenntnisgewinn
	direkte Überwachung	indirekte Überwachung	
zusätzliche externe Vorspannung	möglich	möglich	groß
geklebte Bewehrung	möglich	möglich	angemessen bis groß
Ortbetonerhöhungen	eingeschränkt möglich	(grundsätzlich) möglich	gering
Stabspannglieder / Schublaschen	möglich	i. d. R. nicht möglich	(in Einzelfällen) angemessen

4.4 Entwicklung des Überwachungskonzeptes

4.4.1 Allgemeines

Die grundlegenden Kriterien und Randbedingungen für die konzeptionelle Entwicklung sowie die Umsetzung eines Überwachungskonzeptes für Tragwerksverstärkungen unterscheiden sich prinzipiell zunächst nicht von bekannten Monitoringsystemen für Brücken (siehe z. B. Bild 4.10).

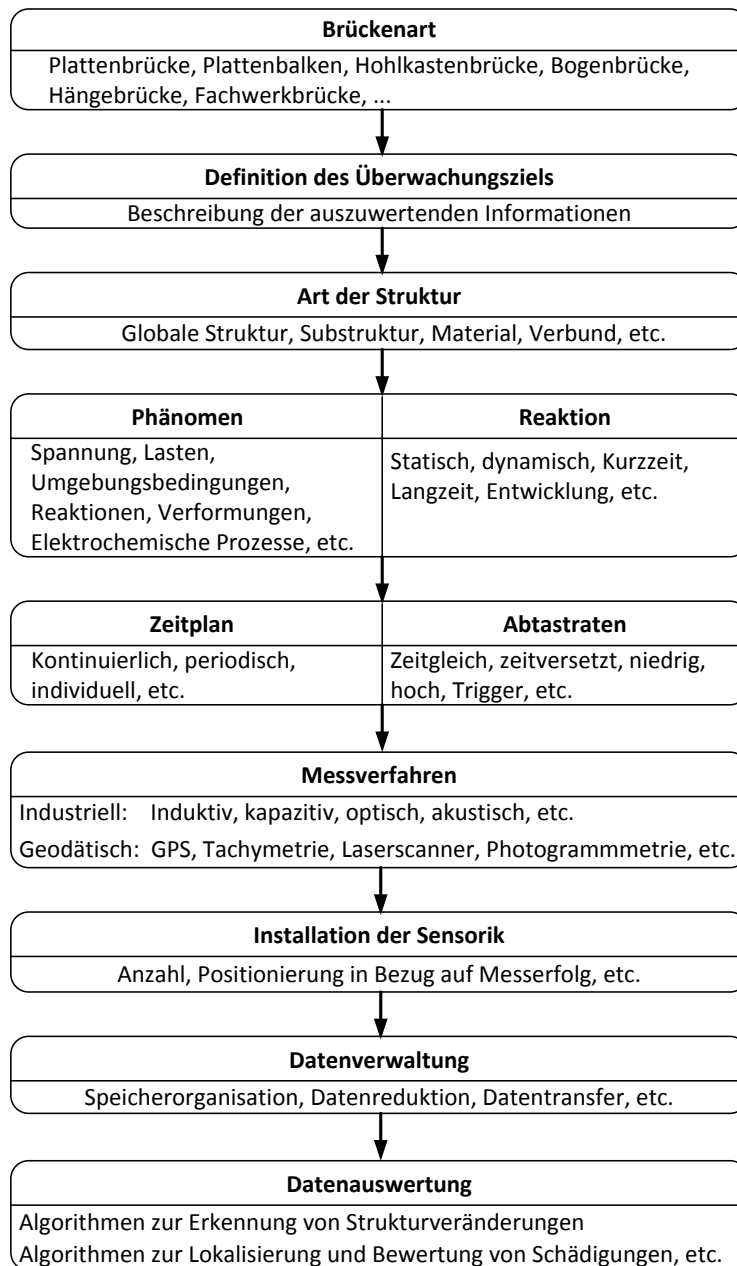


Bild 4.10: Ablaufschema zur Konzeptfindung von Monitoringmaßnahmen nach [Retz11]

Jedoch ergeben sich bei der Überwachung von Tragwerksverstärkungen spezielle Bedingungen, besonders hinsichtlich der Definition des Überwachungsziels und der Möglichkeiten der Datenauswertung, die es bei der Planung und Umsetzung des Überwachungskonzeptes zu berücksichtigen gilt. Diese Besonderheiten wurden grundlegend bereits in den vorherigen Kapiteln beschrieben und lassen sich hauptsächlich folgendermaßen zusammenfassen:

- Tragfähigkeitsrelevante Verstärkungen stellen einen definierten Eingriff in die Tragstruktur dar und verändern somit das lokale oder globale Verhalten der Brücke.

- In Abhängigkeit der eingesetzten Verstärkungstechnik besteht die Möglichkeit, aussagekräftige Messparameter an den einzelnen Komponenten des Verstärkungssystems (direkt) zu überwachen.
- Gegebenenfalls vorhandene Defizite oder Schädigungen, die durch die Verstärkungsmaßnahme kompensiert werden sollen, können gezielt mit Hilfe geeigneter Sensoren überwacht werden.

4.4.2 Überwachungsansätze und deren Umsetzung

Aufbauend auf den zuvor beschriebenen Besonderheiten werden im Rahmen dieser Arbeit zwei grundlegende Ziele für die Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen formuliert:

- (i) Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung („*kurzfristige Überwachung*“),
- (ii) Überwachung und Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung („*langfristige Überwachung*“).

Hinsichtlich der Überwachungsdauer beschränkt sich der kurzfristige Ansatz auf einen Zeitraum von einigen Tagen bis zu wenigen Monaten, wohingegen sich der Zeitraum bei der langfristigen Überwachung über einige Monate bis hin zu mehreren Jahren bzw. über die gesamte Lebensdauer der Brücke erstrecken kann. Neben den zwei genannten Hauptzielen können sich darüber hinaus noch weitere bauwerksspezifische Anwendungsziele ergeben, die jedoch für die Entwicklung des Überwachungskonzeptes zunächst von untergeordneter Bedeutung und individuell für jeden Anwendungsfall zu definieren sind.

In Kapitel 4.2 wurden bereits grundlegende Überwachungsansätze für Verstärkungsmaßnahmen erarbeitet, die an dieser Stelle hinsichtlich einer konkreten Umsetzung weiter ausgeführt werden. Der *direkte Überwachungsansatz* eignet sich vornehmlich für die konkrete Beurteilung der Verstärkungstechnik und der Bewertung der einzelnen Komponenten der Verstärkung. Der Vorteil besteht darin, dass die Messtechnik bereits während des Verstärkens installiert wird und Grenzwerte zur Bewertung der einzelnen Komponenten unmittelbar vorliegen. Es werden somit i. d. R. keine weitergehenden komplexen Messdatenanalysen notwendig und der Erfolg der Überwachung wird maßgeblich von den in Kapitel 4.3 ausführlich dargestellten Messparametern der einzelnen Verstärkungstechniken bestimmt. Im

Gegensatz dazu besteht der Vorteil des *indirekten Überwachungsansatzes* darin, dass die Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke, unabhängig von der eingesetzten Verstärkungstechnik, identifiziert und bewertet werden können. Die Beurteilung der Verstärkung erfolgt dabei mittels lokal oder global gemessener Tragwerksreaktionen der Brücke, ohne die Messparameter an den einzelnen Komponenten der Verstärkungstechnik zu erfassen. Da bei diesem Ansatz die Tragwerksreaktionen erfasst werden, kann der Ansatz neben der Bewertung der Verstärkung die Grundlage für weitere Untersuchungen hinsichtlich des Tragverhaltens des gesamten Bauwerks darstellen. Um das bereits in Kapitel 4.2.2 beschriebene Problem des unbekanntenen Ausgangszustandes bei Bestandsbauwerken und der damit verbundenen Schwierigkeit der Grenzwertbestimmung zu lösen, müssen bei der indirekten Überwachung komplexere Methoden der Messdatenanalyse zum Einsatz kommen.

Da das hier entwickelte Konzept vorrangig der Überwachung von Verstärkungstechniken dienen soll, die das (Gesamt-)Tragverhalten der Brücke beeinflussen, wie beispielsweise die am häufigsten zum Einsatz kommende Verstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung, wird der Ansatz der indirekten Überwachung (Kap. 4.2.2) gewählt. Das Überwachungskonzept soll dabei zum einen eine effektive und zuverlässige Bewertung der Verstärkungsmaßnahme ermöglichen, zum anderen kein sogenanntes Black-Box-System darstellen und für den Nutzer transparent und nachvollziehbar sein. Zudem sollte das Überwachungskonzept, trotz der spezifischen Besonderheiten jeder einzelnen Brücke, grundsätzlich übertragbar auf den Brückenbestand sein. Der hier gewählte datenbasierte Ansatz auf der Grundlage eines nichtphysikalischen Modells zur Messdatenanalyse unterscheidet sich dabei grundlegend von der Vorgehensweise beim Einsatz der modellbasierten (physikalischen) Methode, die ein aufwendig zu erstellendes FE-Modell der Brücke erfordert. Die Nachteile der physikalischen Methode, insbesondere des zugehörigen FE-Modells, sind in diesem Zusammenhang der große Aufwand bei der Generierung und Verifizierung des Modells (Model-Updating) sowie die hohe Rechenintensivität bei komplexen Strukturen während der Anwendung.

Messwertanalyse

Die Grundlage für die Entwicklung und Umsetzung des (indirekten) Überwachungskonzeptes mit Hilfe der datenbasierten Methode stellt eine Grenzwertüberwachung dar. Da die Definition von Grenzwerten zur Beurteilung der Verstärkung nicht ohne weiteres realisierbar ist, wird

im Rahmen dieser Arbeit ein Konzept entwickelt, das es ermöglicht, Grenzwerte anhand von am Bauwerk erfassten Messwerten innerhalb festgelegter Referenzzustände zu definieren. Dazu werden Messdaten von zuvor definierten Parametern über einen bestimmten Zeitraum aufgezeichnet und anhand eines nichtphysikalischen (datenbasierten) Modells ausgewertet (vgl. Bild 4.11).

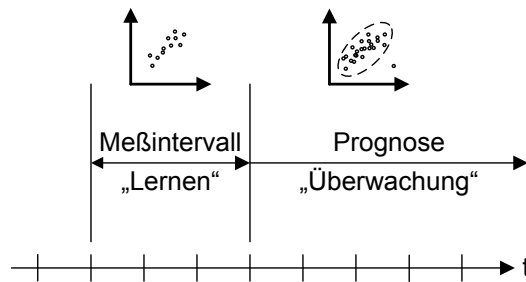


Bild 4.11: Grenzwertfestlegung bei einem datenbasierten Überwachungsansatz

Bekannte, nichtphysikalische Modelle sind in diesem Zusammenhang beispielsweise die Clusteranalyse, Neuronale Netze sowie die Regressionsanalyse, die jeweils bereits in Kapitel 1.2.3 ausführlich beschrieben sind.

Bei der Anwendung der *Clusteranalyse* zur Überwachung von Brückenverstärkungen besteht eine grundsätzliche Schwierigkeit darin, die einzelnen Cluster, beispielsweise für die Unterscheidung zwischen dem unverstärkten und dem verstärkten Zustand der Brücke, eindeutig voneinander abzugrenzen. Die Abgrenzung wird insbesondere dadurch erschwert, dass sich unterschiedliche Cluster aufgrund der Messdateneinflüsse aus der Verkehrsbelastung und der Temperatur teilweise überschneiden können und eine eindeutige Zuordnung von einzelnen Messwerten zu bestimmten Clustern nicht immer möglich ist. *Neuronale Netze* bieten bei der Anwendung im Rahmen von Überwachungskonzepten für Verstärkungen einige Vorteile. Sie besitzen eine hohe Toleranz gegenüber rauschenden und unvollständigen Messdaten und sind effektiv bei großen Strukturen und einer geringen Anzahl von Sensoren einsetzbar. Den zu erwartenden präzisen und aussagekräftigen Ergebnissen bei der Anwendung Neuronaler Netze, steht jedoch ein entscheidender Nachteil für das im Rahmen dieser Arbeit geplante Überwachungskonzept gegenüber. Die i. d. R. hohe Komplexität dieser Methode führt dazu, dass die erforderlichen Prozesse von außen nicht einsehbar und für den späteren Nutzer des Überwachungskonzeptes nicht nachvollziehbar bzw. überprüfbar sind. Die Methode stellt

somit ein Black-Box-System dar. Im Gegensatz dazu besteht der Vorteil der *Regressionsanalyse* darin, dass die Ergebnisse in einer für den Nutzer nachvollziehbaren und kurzfristig zu überprüfenden Form graphisch dargestellt werden können. Darüber hinaus stehen verschiedene Möglichkeiten der Messdatenauswertung zur Verfügung. Mit Hilfe der Regressionsanalyse ist es möglich, sowohl lineare als auch nichtlineare Zusammenhänge zwischen verschiedenen Messparametern zu berechnen. Auf Grundlage der so ermittelten Regressionsgraphen werden entsprechende Grenzwerte definiert, die als Referenz für die im Verlauf der Überwachung auftretenden Messwerte dienen und somit die Grundlage zur Bewertung der Verstärkungsmaßnahme bilden. Um die Zusammenhänge der aufgezeichneten Messdaten in eine mathematische Form zu überführen, müssen die entsprechenden Parameter der Regressionsgraphen bzw. -geraden, insbesondere der Regressionskoeffizient α und der Interzeptparameter β (siehe Kap. 1.2.3), mit geeigneten Methoden festgelegt bzw. abgeschätzt werden. Für die hier angestrebte lineare Regression kommt dazu die häufig verwendete Methode der kleinsten Fehlerquadrate (KQ-Methode) zum Einsatz. Dabei werden die Parameter so bestimmt, dass die Summe der quadrierten Abweichungen

$$\sum_{i=1}^n r_i^2 \quad \text{mit} \quad r_i = y_i - (\alpha + \beta \cdot x_i) \quad (\text{Gl. 11})$$

von der zu ermittelnden Regressionsgeraden minimal wird. Weitergehende Informationen zur KQ-Methode sind beispielsweise in [Stah08, FaKL09] enthalten und werden an dieser Stelle nicht weiter ausgeführt.

Kurzfristige Überwachung

Zur Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung (i) werden zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt.

Der erste Ansatz (Ansatz a)) besteht darin, geeignete Messparameter zum Zeitpunkt des Verstärkens (beispielsweise während des Vorspannens der Spannglieder bei der Verstärkung mit zusätzlichen externen Spanngliedern) zu erfassen und unmittelbar auszuwerten. Anhand plötzlich auftretender Änderungen und Sprünge in den entsprechenden Messwertverläufen kann die Wirksamkeit der Vorspannung qualitativ identifiziert werden.

Im Rahmen des zweiten Ansatzes (Ansatz b)) erfolgt zunächst die Ermittlung eines Referenzzustandes durch die Regressionsanalyse anhand von Messdaten, die vor der Verstärkung erfasst wurden. Dazu ist es erforderlich, die Messdaten bereits über einen ausreichend langen Zeitraum vor der Verstärkung zu erfassen. Nach der Verstärkung und nach der Freigabe der Brücke für den Verkehr wird ein Vergleichszustand durch die Regressionsanalyse von Messdaten in einem definierten Zeitraum ermittelt. Anhand der beiden Zustände vor und nach der Verstärkung bzw. anhand der Regressionsgraphen der beiden Zustände wird die Wirksamkeit der Verstärkung identifiziert und beurteilt.

Langfristige Überwachung

Zur Überwachung und Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung (ii) werden zwei Ansätze verfolgt, die grundsätzlich auf demselben Vorgehen basieren. Den Ausgangspunkt für die Auswertung bildet jeweils ein Referenzzustand nach der Verstärkung. Dazu werden entsprechende Messwerte über einen definierten Zeitraum, der unmittelbar nach der Verstärkung beginnt, aufgezeichnet und anhand der Regressionsanalyse ausgewertet. Der Zeitpunkt nach der Verstärkung wird dabei grundsätzlich als derjenige definiert, bei dem die erforderlichen Ausführungsarbeiten für die Verstärkung abgeschlossen sind und die Brücke (nach ggf. erforderlicher Verkehrseinschränkung) wieder für den Verkehr freigegeben ist.

Beim ersten Ansatz (Ansatz a)) erfolgt die Regressionsanalyse explizit für einen Messparameter, der sich für die Beurteilung der Verstärkung eignet. Die Messwerte werden dazu im zeitlichen Verlauf in einem Messwert-Zeit-Diagramm (analog zu einem Datenschreiber) dargestellt. Auf Grundlage der Regressionsgeraden, die mit den Messwerten innerhalb des Referenzzeitraums ermittelt wird, werden die oberen und unteren Grenzwerte definiert, die das sogenannte Prognose- bzw. Prädiktionsintervall bilden (vgl. Bild 4.12). Das Prädiktionsintervall beschreibt somit den Bereich des intakten Zustandes der Verstärkung. Zur Beurteilung der im Rahmen des gesamten Überwachungszeitraums auftretenden Messwerte müssen die Grenzwerte bzw. das Prädiktionsintervall im Messwert-Zeit-Diagramm über den Referenzzeitraum hinaus weitergeführt werden. Liegen die im Verlauf des Monitorings auftretenden Messwerte außerhalb des zuvor definierten Prädiktionsintervalls, kann von einer Veränderung bzw. Abnahme der Wirksamkeit der Verstärkung ausgegangen werden. Ein Vorteil bei der Beurteilung anhand von Messwert-Zeit-Diagrammen besteht darin, dass eine schleichende

Abnahme der Funktionsfähigkeit der Verstärkung (z. B. der zusätzlichen Vorspannung) bereits zu einem frühen Zeitpunkt unmittelbar anhand der auftretenden Messwerte identifiziert werden kann.

Der zweite Ansatz (Ansatz b)) beruht darauf, den Referenzzustand mit Hilfe von zwei (oder mehreren) unabhängigen Messparametern zu ermitteln. Die Auswertung erfolgt dabei unabhängig vom zeitlichen Verlauf auf der Basis der Korrelation geeigneter Messparameterkombinationen. In einem Streudiagramm kann die Wechselbeziehung zwischen den Messparametern grafisch dargestellt und das entstandene Muster durch die Regressionsanalyse mathematisch definiert werden. Im Anschluss an die Ermittlung des Regressionsgraphen bzw. der Regressionsgeraden für den Referenzzeitraum wird analog zum ersten Ansatz der langfristigen Überwachung ein Prognose- bzw. Prädiktionsintervall mit oberen und unteren Grenzwerten ermittelt (Bild 4.12). Ergeben sich im Laufe des Monitorings Messwerte, die außerhalb dieses Intervalls liegen, kann von einer Beeinträchtigung der Wirksamkeit und Funktionsfähigkeit der Verstärkung ausgegangen werden.

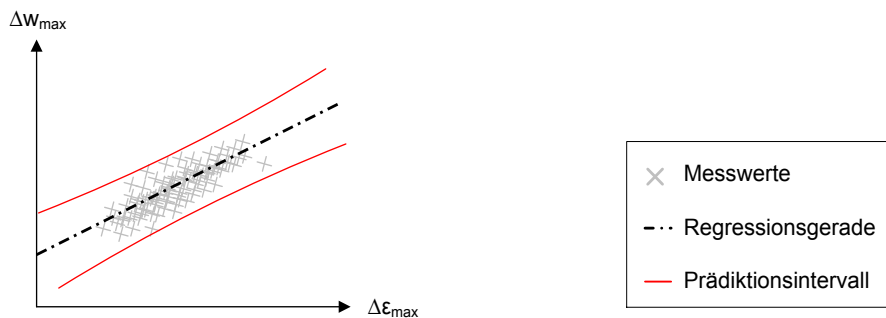


Bild 4.12: Exemplarische Darstellung der Wechselbeziehung zwischen zwei Messparametern im Rahmen einer Regressionsanalyse

Die Tabelle 4.2 gibt einen abschließenden Überblick über die unterschiedlichen hier entwickelten Überwachungsansätze hinsichtlich des Überwachungsziels, der zum Einsatz kommenden Methoden, der Überwachungszeitpunkte und der Bewertungsformen.

Tabelle 4.2: Überblick über die unterschiedlichen Überwachungsansätze

	Kurzfristige Überwachung		Langfristige Überwachung	
	Ansatz a)	Ansatz b)	Ansatz a)	Ansatz b)
Ziel	Identifikation und ggf. Bewertung der sofortigen Wirksamkeit der Verstärkung		Bewertung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung	
Methode	Direkte Messdatenauswertung	Regressionsanalyse	Regressionsanalyse, Prädiktionsintervalle	
			Analyse eines Messparameters über die Zeit	Wechselbeziehung zwischen zwei Messparametern
Zeitpunkt	Während des Verstärkens	Vor und nach der Verstärkung	(Referenzzustand) nach der Verstärkung	
Bewertung	Änderung in den Messwertverläufen (qualitativ)	Regressionsgeraden vor und nach der Verstärkung (qualitativ und quantitativ)	Messwert-Zeit-Diagramme (zeitlicher Verlauf)	Streudiagramme (Messparameterkombinationen)

Das gesamte hier theoretisch entwickelte Überwachungskonzept und insbesondere die Ermittlung von Grenzwerten und Prädiktionsintervallen sowie die Ansätze zur Messdatenkompensation werden im Rahmen einer realen Verstärkungsmaßnahme mit zusätzlicher externer Vorspannung an einer Spannbeton-Hohlkastenbrücke in Kapitel 5 verifiziert.

5 Implementierung des Überwachungskonzeptes an einer Spannbetonbrücke

5.1 Beschreibung der Brücke

Die Implementierung des Überwachungskonzeptes erfolgte an einer 196 m langen Spannbetonbrücke im Zuge der Autobahn 45 bei Drolshagen, die im Jahr 1971 als 5-feldriges, gerade geführtes Durchlaufsystem errichtet wurde. Die Spannweiten der einzelnen Brückenfelder betragen 31,0 - 43,0 - 45,0 - 43,0 - 34,0 Meter (Bild 5.1). Der Überbau besteht aus zwei getrennten einzelligen Hohlkastenquerschnitten (ein Hohlkasten je Fahrtrichtung) mit Querträgern in den Auflagerachsen. Die Überbauten besitzen eine maximale Höhe von 2,50 m und sind nach einer Erneuerung der Kappen im Jahr 1992 jeweils ca. 15,88 m breit (Bild 5.2).

Die Brücke ist somit im Hinblick auf die in Kapitel 2.2 vorgenommene Brückenkategorisierung zur Evaluierung des Verstärkungsbedarfs von Massivbrücken der Kategorie BK_12 zuzuordnen (siehe Tabelle 2.1). Die Auswertung der Schadensdaten weist für Brücken dieser Kategorie ein grundsätzlich geringes bis mittleres Verstärkungsrisiko auf. Im Folgenden werden die Besonderheiten und Defizite der vorliegenden Brücke beschrieben, die eine Verstärkung trotz der grundsätzlich nicht zu erwartenden Notwendigkeit erforderlich machen.

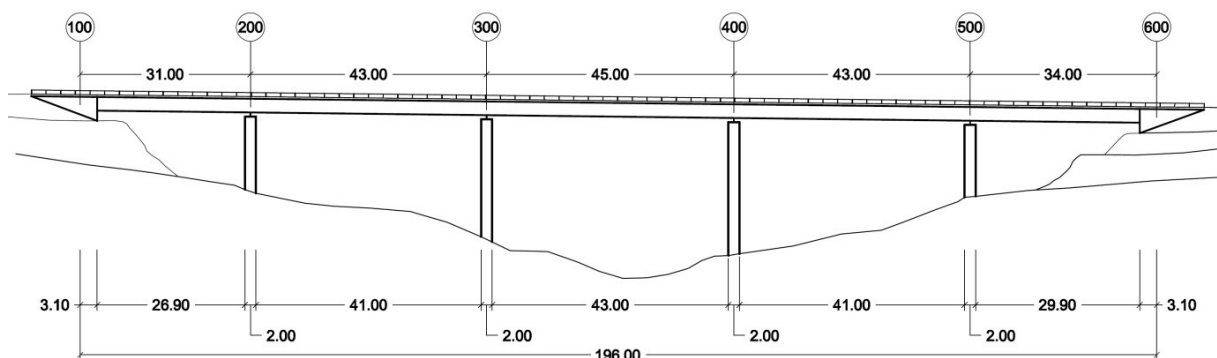


Bild 5.1: Brückenlängsschnitt

Die Brücke wurde in 4 Bauabschnitten hergestellt und in Längs- und Querrichtung durch interne Spannglieder beschränkt vorgespannt. In den drei Koppelfugen, die sich aus der abschnittswise Herstellung ergeben, wurden die Längsspannglieder zu 100 % gestoßen. Für die interne Vorspannung in Längs- und Querrichtung wurde der spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstahl Sigma St 145/160 verwendet.

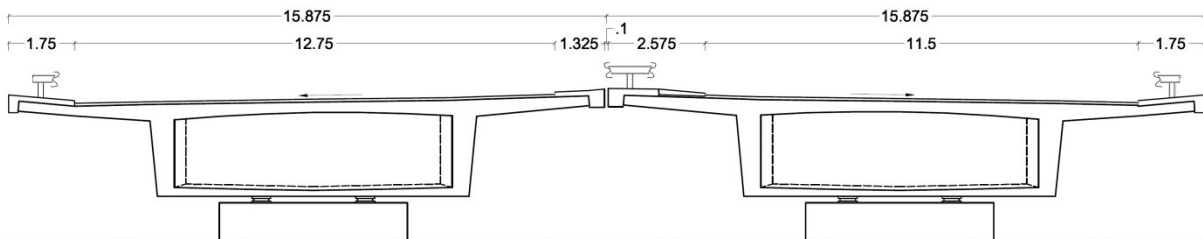


Bild 5.2: Brückenquerschnitt

Die vertikale Lagerung beider Überbauten erfolgt auf den Widerlagern in den Achsen 100 und 600 sowie auf jeweils vier Pfeilern in den Achsen 200 bis 500. Sowohl die Hohlkastenpfeiler mit einer maximalen Höhe von 26,0 m als auch die Widerlager sind flach gegründet. Die horizontale Lagerung erfolgt in Brückenlängsrichtung durch die Lager in Achse 100, in Brückenquerrichtung sind die Überbauten in den Achsen 100 und 600 gehalten. Die übrigen Lager in den Achsen 200 bis 500 sind allseits frei beweglich.



Bild 5.3: Brückenansicht von unten



Bild 5.4: Brückenansicht von oben

5.1.1 Weitere Konstruktionsangaben

Tragfähigkeit: BK 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 nach DIN 1045 bis 1972 (Unterbau)

Betonstahl:	BSt 42/50 RK (III K) nach DIN 488 bis 1972
Vorspannung:	Interne, beschränkte Vorspannung in Längs- und Querrichtung: Längsvorspannung: Holzmann KA 141/40 St 145/160 Quervorspannung: Holzmann KA 49/14 ST 145/160
Koppelfugen:	3 Koppelfugen in den Achsen 202, 302, 402 (siehe Bild 5.5)
Bauverfahren:	Abschnittsweise längsverschoben (Schalung auf Lehrgerüst)

5.1.2 Erhaltungsmaßnahmen

Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die durchgeführten Bau- und Erhaltungsmaßnahmen der Brücke von der Fertigstellung im Jahr 1971 bis zur Brückennachrechnung im Jahr 2011.

Tabelle 5.1: Bau- und Erhaltungsmaßnahmen an der Brücke

Jahr	Bau- und Erhaltungsmaßnahmen
1971	- Fertigstellung der Brücke und Freigabe für den Verkehr
1978	- Statische Nachrechnung der Koppelfugen - Rissanierung im Bereich der Koppelfugen (Rissverpressung)
1980	- Instandsetzung der Brückenkappen
1981	- Umrüstung der Schutzplanken
1988	- Erneuerung der Fahrbahndecke: Sanierung mit PCC, Schweißbahn, 3,5 cm Schutz- und 3,5 cm Deckschicht aus Gussasphalt, PU-Streifen an den Rändern
1991	- 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	- Austausch der Edelstahlrollenlager durch Elastomerlager
2004	- Instandsetzung bzw. Erneuerung der Fahrbahnübergangskonstruktionen
2006	- 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	- Statischer Nachweis der Aufhängung der Entwässerung und Erneuerung
2011	- Nachrechnung der Brücke gemäß Nachrechnungsrichtlinie

5.1.3 Brückennachrechnung

Im Jahr 2011 erfolgte eine Brückennachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie [BMVBS11a]. Bei einer Ortsbesichtigung im Rahmen der Nachrechnung konnten über die bereits verpressten Risse hinaus keine neuen Risse am Überbau festgestellt werden. Die Untersuchungen im Rahmen der Nachrechnung zeigten zunächst, dass die kurz nach Fertigstellung der Brücke aufgetretenen Risse auf falsch angenommene Steifigkeitsverteilungen zwischen den Überbauelementen in der Bestandsstatik zurückzuführen sind. Hinsichtlich der Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GdT) und der Gebrauchstauglichkeit (GdG) gemäß DIN-Fachbericht 102 [DINFB102] ergab die Nachrechnung u. a. folgende Ergebnisse:

- Im GdT sind die Ermüdungsnachweise für die Spannstahlbewehrung in Brückenlängsrichtung in den Koppelfugen und in den Feldbereichen nicht erfüllt.
- Die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit im GdT sind aufgrund der vorhandenen Schubzulagen des Bestandsbauwerks in den Stützbereichen erfüllt.
- Im GdG wurde der Nachweis der Dekompression in Längs- und Querrichtung für den Hohlkastenquerschnitt, die Fahrbahnplatte und die Kragarme nicht erbracht. In Brückenquerrichtung konnte jedoch der Nachweis der Dekompression gemäß Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie unter Einhaltung der Betonzugfestigkeit am Querschnittsrand ($f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MN/m}^2$) geführt werden.
- Die Nachweise der zulässigen Rissbreiten im GdG wurden für die Brückenlängsrichtung nicht eingehalten.

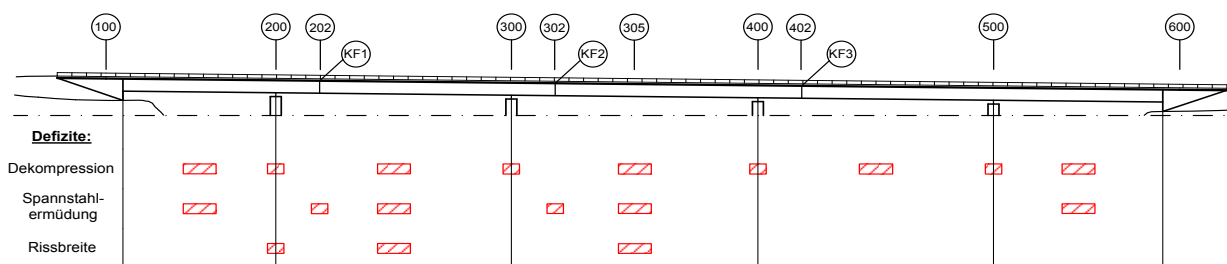


Bild 5.5: Defizite gemäß Brückennachrechnung im Längssystem

Für das bei der Nachrechnung angesetzte Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101 [DINFB101] erhöhen sich im Vergleich zur Bestandsstatik die vertikalen Auflagerkräfte für

die Widerlager um ca. 25 % und für die maximal belastete Pfeilerreihe um ca. 15 %. Hinsichtlich der Lagerbemessung wurden die Laststeigerungen jedoch als tolerierbar eingestuft, da die angesetzten Verkehrslasten auf der sicheren Seite liegen und die maximalen Auflagerkräfte aus der ungünstigsten Laststellung angesetzt wurden.

Aufgrund der rechnerischen Defizite bei den Nachweisen der Ermüdung, der Dekompression und der Rissbreitenbegrenzung wird in der Brückennachrechnung eine Verstärkung des Überbaus mit zusätzlicher externer Vorspannung empfohlen. Nach der Überbauverstärkung mit einer entsprechend dimensionierten externen Vorspannung in Längsrichtung (vgl. Kap. 5.1.4) wird die Brücke gemäß Nachrechnungsrichtlinie in die Nachweisklasse C, Stufe 2 mit einer vorläufigen eingeschränkten Nutzungsdauer von 20 Jahren eingestuft. Diese Einschränkung erfolgte maßgeblich aufgrund der Tatsache, dass mit der geplanten Verstärkung die Defizite beim Nachweis der Dekompression in Brückenquerrichtung nicht kompensiert werden können.

5.1.4 Verstärkungsmaßnahmen

Gemäß den Empfehlungen der Brückennachrechnung wurde im Jahr 2012 mit der Planung einer zusätzlichen externen Vorspannung als Überbauverstärkung in Brückenlängsrichtung begonnen. Die im Jahr 1991 auf der Bodenplatte des Hohlkastens applizierten Stahllaschen wurden dabei auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Die zusätzliche externe Vorspannung wurde so dimensioniert, dass die Nachweise der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination und die zulässigen Spannungsschwingbreiten in den Koppelfugen unter der häufigen Einwirkungskombination eingehalten werden. Für jeden Hohlkasten kommen sechs Spannglieder des Typs SUSPA Draht Ex-66 mit einer Vorspannkraft von jeweils 2970 kN zum Einsatz, die zentrisch im Inneren der Hohlkästen und möglichst nah an den Stegen angeordnet wurden. Dabei wurden vier Spannglieder je Hohlkasten in den Endquerträgern und zwei Spannglieder in den ersten Stützquerträgern (in Achse 200 und 500) verankert (siehe Bild 5.6). Zur Durchführung der Spannglieder wurden Kernbohrungen mit einem Durchmesser von 20 cm in allen Querträgern vorgenommen. Darüber hinaus musste die Querschnittsdicke der Endquerträger zur Aufnahme der zusätzlichen Vorspannkraft durch eine Ortbetoneergänzung vergrößert werden.



Bild 5.6: Verankerung der externen Spannglieder am Endquerträger (links) und am ersten Stützquerträger (rechts)

Bei den vorhandenen spannungsrissskorrosionsgefährdeten internen Spanngliedern besteht die Gefahr eines plötzlichen, spröden Spanngliedbruchs ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten. Zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens wurden deshalb, zusätzlich zur externen Vorspannung, jeweils im ersten und letzten Feld der Hohlkästen Bewehrungszulagen in anbetonierten Stahlbetonbalken angeordnet. Die Stahlbetonbalken (ca. 45 cm hoch und zwischen 19 cm und 27 cm breit) wurden in den unteren Ecken der Hohlkästen (Anschluss zwischen Bodenplatte und Steg) mit zusätzlicher Längs- und Bügelbewehrung hergestellt und mit Verbundankern schubfest an die Brücke angeschlossen. Diese Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter berücksichtigt.

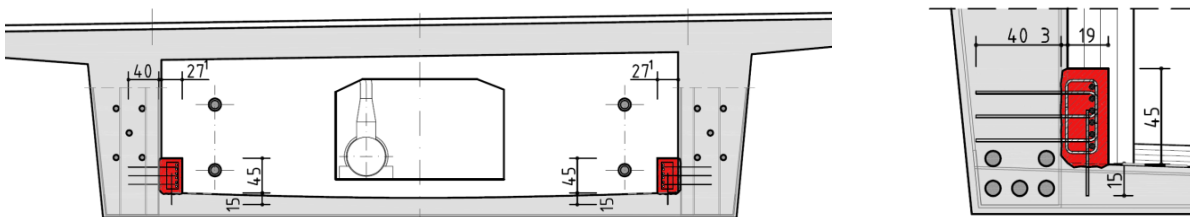


Bild 5.7: Stahlbetonbalken mit Betonstahlbewehrung im Querschnitt (links) und im Detail (rechts)

5.2 Adaption des Überwachungskonzeptes

An der vorliegenden Brücke kamen bzw. kommen im Rahmen von Verstärkungsmaßnahmen unterschiedliche Verstärkungstechniken (aufgeklebte Stahllaschen zu Beginn der 1990er Jahre sowie eine zusätzliche externe Vorspannung und Querschnittsergänzungen mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung) zum Einsatz. Die größten Auswirkungen auf die Tragfähigkeit und das Tragverhalten sind dabei von der zusätzlichen externen Vorspannung zu erwarten. Daher liegt der Fokus des vorliegenden Überwachungskonzeptes auf der Überwachung und Beurteilung der zusätzlichen externen Vorspannung und ihrer Auswirkungen auf die Tragwerksreaktionen der Brücke. Die in Kap. 4.4 allgemein definierten Anwendungsziele für die Überwachung einer Verstärkung:

- Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung (*kurzfristige Überwachung*),
- Überwachung und Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung (*langfristige Überwachung*).

werden im Weiteren hinsichtlich der individuellen Besonderheiten und Randbedingungen der vorliegenden Brücke angepasst und konkret umgesetzt. Da die Verstärkungsmaßnahmen grundsätzlich ohne eine Sperrung der Brücke und somit ohne eine Einschränkung des Verkehrs erfolgen, werden sämtliche Messwerte im Rahmen des dargestellten Monitorings zu jedem Zeitpunkt (sowohl bei der kurzfristigen als auch bei der langfristigen Überwachung) unter Verkehrsbelastung erfasst.

Unmittelbare Wirksamkeit der Verstärkung (kurzfristige Überwachung)

Die Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung erfolgt anhand der zwei in Kap. 4.4 dargestellten Ansätze.

Im Rahmen des ersten Ansatzes soll die Wirksamkeit der Vorspannung anhand plötzlich auftretender Änderungen und Sprünge in den Messwertverläufen geeigneter Messparameter während des Vorspannens der einzelnen Spannglieder unmittelbar identifiziert werden (Kap. 5.5.1). Als Messparameter eignen sich im vorliegenden Fall die Spannsteeldehnungen, Betondehnungen und Rissbreitenänderungen im Bereich einer Koppelfuge. Darüber hinaus

lässt sich der unmittelbare Einfluss der zusätzlichen Vorspannung anhand der Dehnungsverläufe der vorhandenen Stahllaschen beurteilen.

Der zweite Ansatz erfolgt auf der Basis von Referenz- bzw. Vergleichszuständen vor und nach der Verstärkung (Kap. 5.5.2). Dazu müssen geeignete Messparameter über einen ausreichend langen Zeitraum vor und nach der Verstärkung erfasst werden. Aufgrund der zeitlichen Randbedingungen bei der Entwicklung und Umsetzung des Konzeptes sowie aufgrund des bereits vorgegebenen Zeitpunktes der Verstärkungsarbeiten wird der Zeitraum des Referenzzustandes vor der Verstärkung auf acht Wochen und der Zeitraum des Vergleichszustandes nach der Verstärkung auf zwölf Wochen festgelegt. Innerhalb dieser Zeiträume werden mittels Regressionsanalysen von geeigneten Messparameterkombinationen Referenzgeraden ermittelt und in Streudiagrammen grafisch dargestellt. Anhand des Vergleichs der Referenzgeraden von gleichen Parameterkombinationen vor und nach der Verstärkung wird die Wirksamkeit der Verstärkung identifiziert und qualitativ beurteilt. Als Beurteilungskriterium dienen dabei Veränderungen der Lage und insbesondere der Neigung der Referenzgeraden. Geeignete Messwertkombinationen sind in diesem Zusammenhang Spannstahldehnungen und Rissbreitenänderungen, Spannstahldehnungen und Betondehnungen sowie Rissbreitenänderungen und Betondehnungen. Darüber hinaus erfolgt die Bewertung anhand der Kombination von Stahllaschendehnungen und Betondehnungen unmittelbar neben den Stahllaschen sowie der Kombination von Stahllaschendehnungen und Rissbreitenänderungen im Bereich einer Koppelfuge. Auf der Basis dieser Messwertkombinationen können über die Bewertung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung hinaus weitergehende Untersuchungen, beispielsweise zur Bewertung des Einflusses der externen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen, durchgeführt werden [ScPe16].

Dauerhafte Funktionsfähigkeit der Verstärkung (langfristige Überwachung)

Die Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der zusätzlichen externen Vorspannung stellt die Hauptaufgabe und das wesentliche Ziel des entwickelten Überwachungskonzeptes dar. Im Gegensatz zur kurzfristigen Überwachung erfolgt die langfristige Überwachung auf der Grundlage von Referenzzuständen nach der Verstärkung (vgl. Kap. 4.4). Analog zur kurzfristigen Überwachung wird dabei der Zeitraum des Referenzzustandes nach der Verstärkung zunächst auf zwölf Wochen festgelegt. Auf der Basis von Regressionsanalysen mit

geeigneten Messwerten innerhalb dieses Zeitraums werden Prädiktionsintervalle festgelegt und entsprechende Grenzwerte definiert. Ein Ansatz basiert dabei auf der Erfassung einzelner Messparameter im zeitlichen Verlauf in einem Messwert-Zeit-Diagramm analog zu der Funktion eines Datenschreibers. Geeignete Messparameter sind hierbei Spannstahldehnungen, Betondehnungen und Rissbreitenänderungen im Bereich der Koppelfuge. Ein zweiter Ansatz erfolgt auf Grundlage von Regressionsanalysen geeigneter Messparameterkombinationen. Eine geeignete Kombination stellt im Rahmen der vorliegenden Brücke beispielsweise die Spannstahldehnung mit der Rissbreitenänderung im Bereich einer Koppelfuge dar. Zur besseren Auswertbarkeit und Nachvollziehbarkeit erfolgt die grafische Darstellung der Regressionsgeraden sowie der Prädiktionsintervalle in einem zeitlich unabhängigen Streudiagramm. Das genauere Vorgehen bei der dauerhaften Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung lässt sich somit abschließend in folgende drei Schritte unterteilen:

- 1) Festlegung von Prädiktionsintervallen und Grenzwerten auf Grundlage der Regressionsanalyse mit Messwerten innerhalb definierter Referenzzeiträume (Kap. 5.6.1),
- 2) Überwachung der Funktionsfähigkeit durch den Vergleich von nach dem Referenzzeitraum erfassten Messwerten mit den zuvor definierten Grenzwerten (Kap. 5.6.2),
- 3) Optimierung der Prädiktionsintervalle und Grenzwerte durch Adaption der Temperaturkompensation und erneute Überwachung der Funktionsfähigkeit (Kap. 5.6.3).

5.3 Messtechnische Umsetzung

5.3.1 Voruntersuchungen

Im Anschluss an eine ausführliche Sichtung aller erforderlichen und verfügbaren Bauwerksunterlagen (Bauwerksbücher, Brückennachrechnung, statische Berechnung der geplanten Verstärkung usw.) erfolgte die erste Grobplanung des Messdatenerfassungssystems und der zugehörigen Komponenten. Dabei wurden mögliche Stellen für die Anordnung der einzelnen Komponenten des Messsystems und insbesondere maßgebende und geeignete Messstellen für die Installation der Sensorik ermittelt. Im Rahmen einer Vor-Ort-Begehung an bzw. in der Brücke wurden weiterführende Informationen für die Installation des Messsystems, u. a. bezüglich der Zugänglichkeit, der Randbedingungen im Hohlkasten, den Möglichkeiten der Energieversorgung, der Netzqualität für den Fernzugriff und der Datenfernübertragung

zusammengetragen. Auf Grundlage der zuvor gewonnenen Erkenntnisse wurden im Rahmen einer Tagesmessung an der Brücke einzelne Kurzzeitmessungen an unterschiedlichen Orten des Überbaus durchgeführt, um die zuvor als geeignet eingestuften Messstellen an der Brücke zu validieren. Dabei wurde insbesondere überprüft, ob an den geplanten Messstellen die Tragwerksreaktionen infolge der Verkehrslasten anhand der ausgewählten Messparameter und Sensoren zielsicher erfasst werden können.

Darüber hinaus wurde durch die Variation der Abtastrate von 1 Hz bis 50 Hz die erforderliche Messfrequenz ermittelt. Bereits ab einer Frequenz von 10 Hz konnten die maximalen Amplituden aus den Verkehrslasten für die getesteten Parameter sicher erfasst werden. Höhere Messfrequenzen führen zwar zu einer genaueren Auflösung der Daten, jedoch nicht zu größeren Extremwerten, sodass deutlich höhere Abtastraten, wie sie beispielsweise bei der Ermittlung von Verkehrslasten oder dynamischen Messungen verwendet werden, im Rahmen des vorliegenden Überwachungskonzeptes nicht zielführend sind. Für die kontinuierliche Messdatenerfassung wurde somit eine Abtastfrequenz von (mindestens) 10 Hz für alle Sensoren zur Erfassung der Tragwerksreaktionen festgelegt. Die Temperaturmessungen erfolgt alle 15 Minuten (also mit einer Frequenz von ca. 0,001 Hz), da eine kurzfristige Änderung des Bauwerkverhaltens infolge der Temperatureinwirkung nicht zu erwarten ist.

Für die geplante Dauerüberwachung wurde das gesamte Monitoringsystem im nördlichen Hohlkasten in Fahrtrichtung Dortmund installiert. Aufgrund der Verkehrsführung über drei Fahrstreifen in Fahrtrichtung Dortmund, wobei der dritte Fahrstreifen (LKW-Spur) etwa über dem rechten Steg verläuft, sind dort die höchsten Beanspruchungen aus den Verkehrslasten und somit auch die größten Tragwerksreaktionen zu erwarten. Daher erfolgte die Sensorapplikation in der rechten Hälfte (bzw. im rechten Steg) des Hohlkastens in Fahrtrichtung Dortmund. Die Erfassung der erforderlichen Messparameter erfolgte zudem an drei unterschiedlichen Stellen im Längssystem der Brücke, im Bereich der Koppelfugen 1 und 2 sowie in Feldmitte von Feld 3 (Bild 5.8).

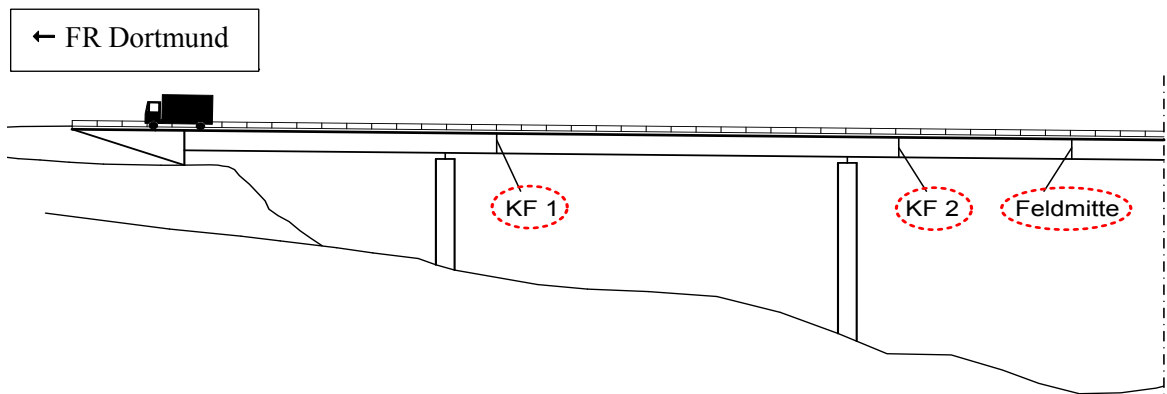


Bild 5.8: Messstellen im Längssystem der Brücke (Darstellung am halben System)

5.3.2 Messdatenerfassungssystem

Datenerfassung und -übertragung

Bild 5.9 gibt einen Überblick über das allgemeine Konzept der Datenerfassung und Datenübertragung für die geplante Überwachungsmaßnahme.

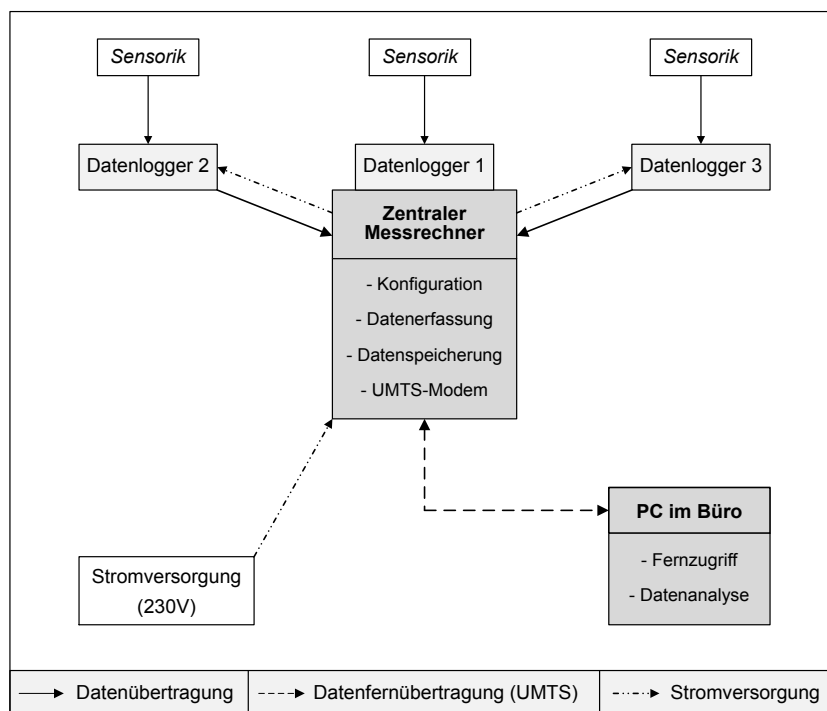


Bild 5.9: Übersicht des Konzeptes zur Datenerfassung und -Übertragung

Die Messwerterfassung erfolgt an jeder der drei zuvor festgelegten Messstellen (im Bereich der Koppelfugen 1 und 2 sowie in Feldmitte von Feld 3) über einen separaten Datenlogger, um die Kabellängen zu den einzelnen Sensoren und somit mögliche Störeinflüsse und Datenverlusten gering zu halten. Die Sensoren werden mit entsprechenden Kabeln direkt an die Datenlogger angeschlossen. Für die Datenübertragung von jedem Datenlogger zum zentralen Messrechner in der Brücke kommt ein abgeschirmtes CAN-Bus-Kabel zum Einsatz. Der Messrechner verfügt über eine Datenerfassungssoftware, die alle Messdaten aufzeichnet und speichert. Die Software ermöglicht die synchrone Erfassung aller Messdaten sowie die Konfiguration jedes einzelnen Sensors (Messtoleranz, Messfrequenz usw.). Darüber hinaus können die Messdaten der einzelnen Sensoren in Echtzeit grafisch angezeigt werden (Bild 5.10).

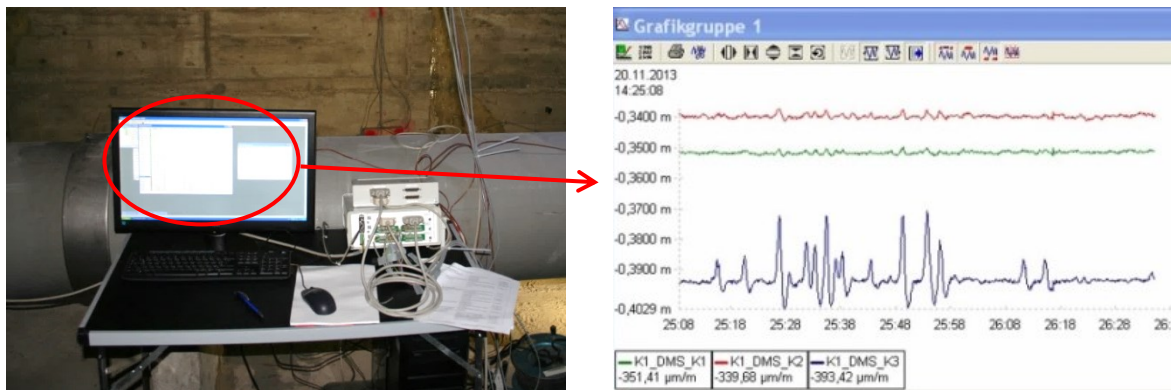


Bild 5.10: Zentraler Messrechner in der Brücke und Echtzeit-Visualisierung der Messdaten

Der zentrale Messrechner verfügt über eine Festplatte mit ausreichender Kapazität zur kontinuierlichen Speicherung aller Messdaten. Somit wird ein Datenverlust im Fall einer Störung bei der automatisierten Datenfernübertragung (z. B. bei einem Ausfall der Übertragungsverbindung) verhindert. Für den Fernzugriff und die Datenübertragung vom Messrechner in der Brücke auf den PC zur Messdatenauswertung im Büro wird der Funkstandard UMTS (3G) benutzt. Der Mobilfunkstandard verfügt über eine ausreichend hohe Übertragungsrate und die Verfügbarkeit ist an der Brücke gewährleistet. Über eine Software kann jederzeit auf den Messrechner in der Brücke zugegriffen werden, so dass die Funktion des Messsystems überprüft und ggf. Änderungen innerhalb des Messsystems vorgenommen werden können. Desweiteren können die auf dem zentralen Messrechner erfassten Messdaten als Datenpakete in (festgelegten) Zeitabständen an den PC im Büro übermittelt werden.

Datenauswertung

Die Auswertung der aufgezeichneten Messdaten erfolgt am PC im Büro mit dem Programmpaket Matlab®. Neben den Möglichkeiten der Datenakquisition, Datenanalyse sowie der Datenvisualisierung bietet das Programm zusätzliche Toolboxen (Sammlungen von Funktionen) mit anwendungsspezifischen Lösungsverfahren für wissenschaftliche Auswertungen. Im Rahmen des vorliegenden Überwachungskonzeptes kommt dabei insbesondere die Regressionsanalyse zur Ermittlung von Referenzzuständen bzw. Referenzgeraden einzelner Messparameter zum Einsatz. Für die lineare Regressionsanalyse wird dabei die am häufigsten verwendete Methode der kleinsten Fehlerquadrate genutzt (siehe Kap. 1.2.3).

5.3.3 Installation der Sensorik

Die Applikation der Sensorik erfolgte wie bereits zuvor dargestellt an drei Stellen im Längssystem, im Bereich der Koppelfuge 1 in Achse 202, im Bereich der Koppelfuge 2 in Achse 302 und in Feldmitte des längsten Brückenfeldes in Achse 305 (vgl. Bild 5.5).

Die Rissbreitenänderungen an den Koppelfugen 1 und 2 wurden mithilfe von jeweils drei induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Wegaufnehmer wurden jeweils oben und unten am Steg sowie auf der Bodenplatte in einem Abstand von ca. 2,20 m zum Steg angeordnet.

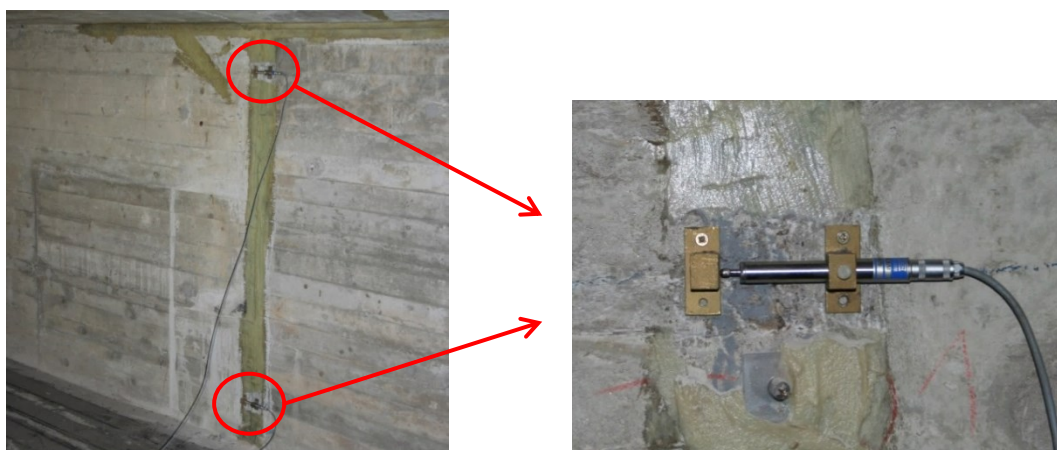


Bild 5.11: Wegaufnehmer zur Erfassung der Rissbreitenänderung über der Koppelfuge

Die Spannstahldehnungen der internen Spannglieder wurden direkt auf den Spanngliederverankerungen (Koppelankern) in den Koppelfugen 1 und 2 mithilfe von Dehnmessstreifen (DMS) erfasst. Dazu wurden die Koppelanker zunächst durch Hochdruckwasserstrahlen (HDW)

freigelegt, um anschließend die Verankerungskörper öffnen zu können. Aus der Bestandsstatik konnte das eingesetzte Spannverfahren und das zugehörige Verankerungssystem ermittelt und somit die Messstellen der DMS entsprechend festgelegt werden. An der vorhandenen Koppelklemmverankerung KKA 141/40 der Firma Holzmann wurden je Koppelfuge drei DMS an unterschiedlichen Stellen der Verankerung – zwischen den Schrauben der Verankerungsplatte (DMS-K1), in der Mitte der Verankerungsplatte (DMS-K2) und direkt auf einer Spannlitze (DMS-K3) – appliziert (Bild 5.12). Die Messung der Spannstahldehnung erfolgte dabei jeweils an der untersten Spannstahllage, da dort die größten Beanspruchungen auftreten.

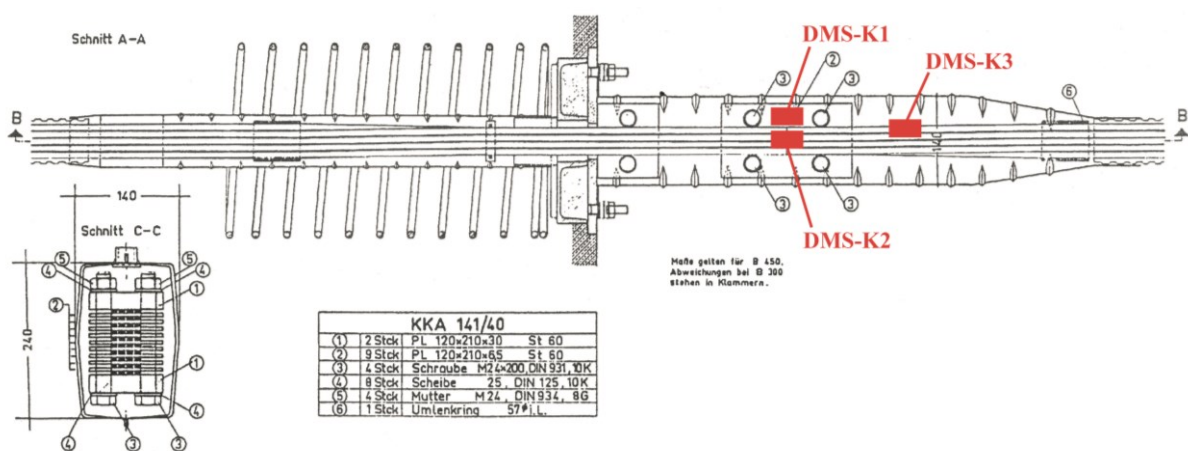


Bild 5.12: Messstellen auf der Koppelklemmverankerung KKA 141/40 der Firma Holzmann (gemäß Zulassung V A2-64 B 08/27-10/68)



Bild 5.13: Freigelegter Koppelanker (links) und applizierte DMS (rechts)

Zur Beurteilung des Einflusses der externen Vorspannung auf die bereits vorhandenen Stahllaschen wurden im Bereich der Koppelfuge 1 sowie in Feldmitte von Feld 3 Dehnungsänderungen der Stahllaschen mit Dehnmessstreifen erfasst. Darüber hinaus wurden an einigen Stellen unmittelbar neben den Stahllaschen die Dehnungsänderungen des Betons mithilfe von

induktiven Wegaufnehmern gemessen. In Feldmitte von Feld 3 erfolgte außerdem die Anordnung induktiver Wegaufnehmer zur Erfassung der Betondehnungen im Bereich des Stegs (unten und oben) und auf der Bodenplatte, da sich an dieser Stelle rechnerisch die größten Durchbiegungen des Überbaus ergeben.



Bild 5.14: Dehnmessstreifen auf einer Stahllasche

Zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses wurden sowohl Luft- als auch Bauteiltemperaturen in Feldmitte von Feld 3 mit entsprechenden Thermoelementen gemessen. Die Messung der Lufttemperaturen erfolgte im Inneren und außerhalb des Hohlkastens. Die Bauteiltemperaturen wurden an drei Stellen, oben und unten im Steg sowie in der Mitte der Bodenplatte gemessen. Dazu wurden die Sensoren ca. 9 cm tief in den Betonquerschnitt eingebracht und nach der Applikation versiegelt.

Insgesamt bestand das Überwachungssystem somit aus 34 Sensoren, davon sechs Wegaufnehmern zur Erfassung der Rissbreitenänderungen über den Koppelfugen und sechs Wegaufnehmern zur Erfassung der Betondehnungen, sechs DMS zur Erfassung der Spannstahldehnungen am Koppelanker, elf DMS auf den Stahllaschen und fünf Temperatursensoren. Da die Installation der gesamten Messtechnik bereits vor Beginn der Verstärkungsarbeiten erfolgte und intensive Arbeiten während der Verstärkung, insbesondere beim Montieren der zusätzlichen externen Spannglieder im Bereich der Hohlkastenstege, zu erwarten waren, mussten alle Sensoren mit entsprechenden Konstruktionen vor Beschädigungen geschützt werden.

Den folgenden Bildern und Tabellen kann die exakte Anordnung der einzelnen Messparameter, unter Angabe der zugehörigen Messstelle, des Sensortyps und der Sensorbezeichnung für jede der drei Messstellen im Längssystem der Brücke explizit entnommen werden.

Koppelfuge 1 (Achse 202)

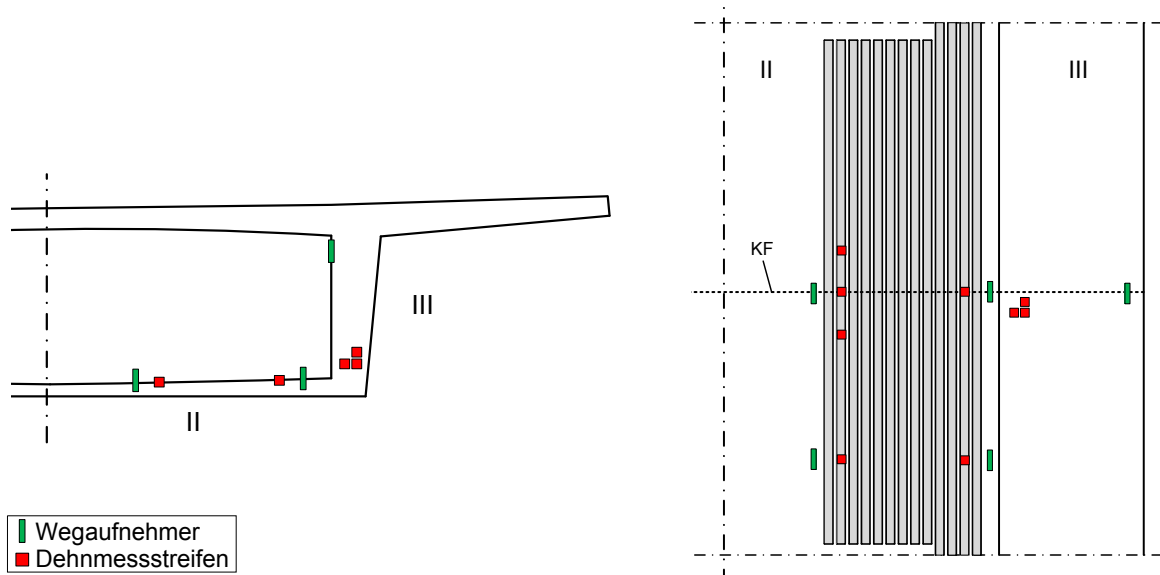


Bild 5.15: Lage der Sensoren im Bereich der Koppelfuge 1 im Querschnitt (links) und in der Abwicklung (rechts)

Tabelle 5.2: Sensorübersicht und Sensorbezeichnungen im Bereich der Koppelfuge 1

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 (KF)	DMS	K1-DMS-1-1
	2,0 m unterhalb der KF	DMS	K1-DMS-1-2
Stahldehnungen (zusätzliche Stahllaschen)	0,5 m oberhalb der KF	DMS	K1-DMS-2-1
	über der KF	DMS	K1-DMS-2-2
	0,5 m unterhalb der KF	DMS	K1-DMS-2-3
	2,0 m unterhalb der KF	DMS	K1-DMS-2-4
Rissbreitenänderung (über der KF)	oberer Stegbereich	Wegaufnehmer	K1-Weg-1-1
	auf Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	K1-Weg-1-2
	auf der Bodenplatte neben letzter Lasche	Wegaufnehmer	K1-Weg-1-3
Betondehnung (2,0 m unterhalb der KF)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	K1-Weg-2-1
	auf der Bodenplatte neben letzter Lasche	Wegaufnehmer	K1-Weg-2-2

Koppelfuge 2 (Achse 302)

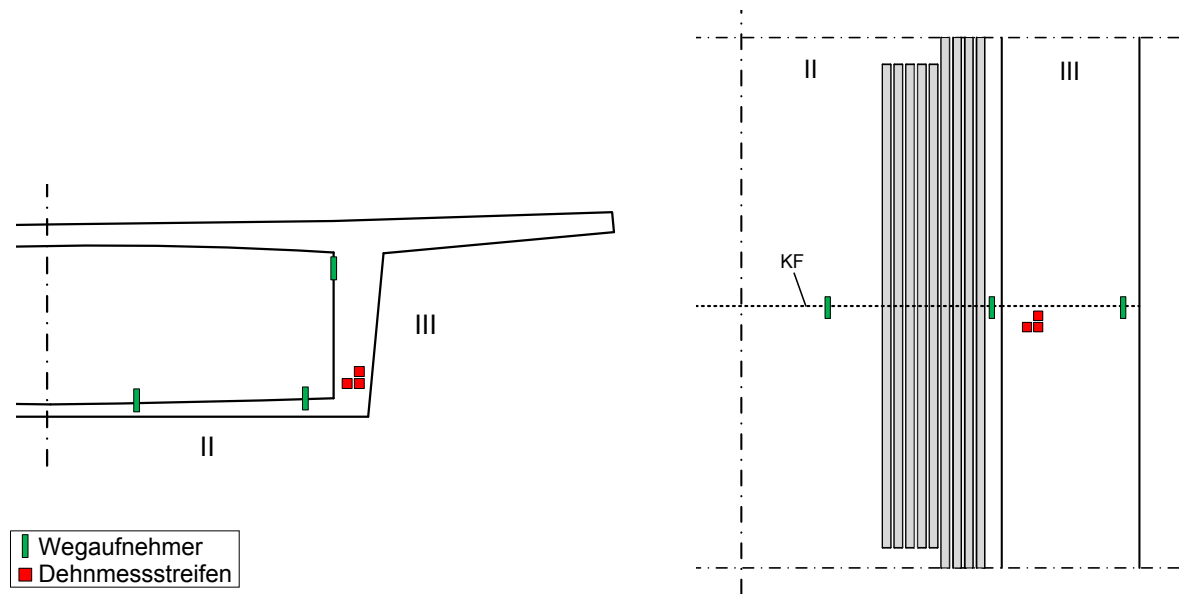


Bild 5.16: Lage der Sensoren im Bereich der Koppelfuge 2 im Querschnitt (links) und in der Abwicklung (rechts)

Tabelle 5.3: Sensorübersicht und Sensorbezeichnungen im Bereich der Koppelfuge 2

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 Spannritze	DMS	K2-DMS-K3
Rissbreitenänderung (über der KF)	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

Feldmitte von Feld 3 (Achse 305)

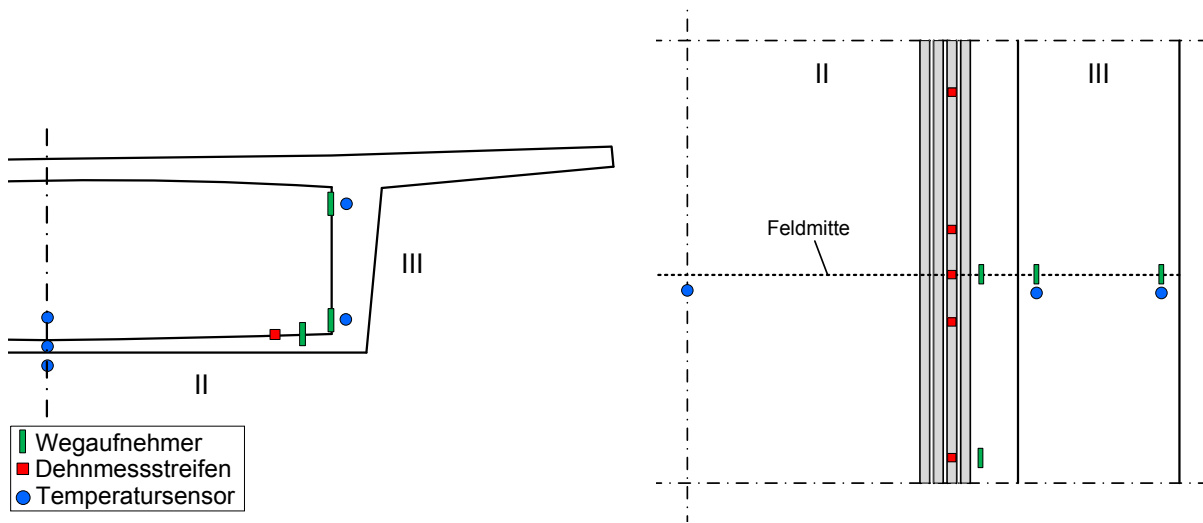


Bild 5.17: Lage der Sensoren in Feldmitte von Feld 3 im Querschnitt (links) und in der Abwicklung (rechts)

Tabelle 5.4: Sensorübersicht und Sensorbezeichnungen in Feldmitte von Feld 3

Parameter	Messstelle	Sensortyp	Bezeichnung
Stahldehnungen (durchlaufende Stahllaschen)	2,0 m oberhalb der Feldmitte	DMS	F3-DMS-1
	0,5 m oberhalb der Feldmitte	DMS	F3-DMS-2
	in Feldmitte	DMS	F3-DMS-3
	0,5 m unterhalb der Feldmitte	DMS	F3-DMS-4
	2,0 m unterhalb der Feldmitte	DMS	F3-DMS-5
Betondehnung (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
Betondehnung (2,0 m unterhalb der Feldmitte)	auf der Bodenplatte neben dem Steg	Wegaufnehmer	F3-Weg-2-1
Bauteiltemperatur (im Beton)	oberer Stegbereich	Thermoelement	Temp-1
	unterer Stegbereich	Thermoelement	Temp-2
	Bodenplatte	Thermoelement	Temp-3
Lufttemperatur	Innentemperatur	Thermoelement	Temp-4
	Außentemperatur	Thermoelement	Temp-5

5.4 Datenerfassung und -vorverarbeitung

5.4.1 Allgemeines

Die messtechnische Überwachung der Brücke bzw. der Brückenverstärkung erfolgte im Rahmen der Pilotanwendung über einen Zeitraum von insgesamt 41 Wochen, vom 09.10.2013 bis zum 20.07.2014. Nach Abschluss der notwendigen Vorarbeiten an und in der Brücke (u. a. zur Herstellung der Spannglieddurchführungen und zum Betonieren der Querträgerverstärkungen) erfolgte das Vorspannen der zusätzlichen externen Spannglieder an drei aufeinanderfolgenden Tagen vom 16.12.2013 bis zum 18.12.2013. Für weitergehende Auswertungen der Messwerte und zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung wurden, wie in Kap. 5.2 dargestellt, Zeiträume für die Referenzzustände vor und nach der Verstärkung definiert. Aufgrund des Zeitpunkts der Verstärkung wird der Messzeitraum für den Referenzzustand vor dem Verstärken auf acht Wochen, vom 14.10.2013 bis zum 09.12.2013, und für den Messzeitraum für den Referenzzustand nach dem Verstärken zunächst auf zwölf Wochen, vom 20.01.2014 bis zum 14.04.2014, festgelegt.

5.4.2 Probelastungen

Im Rahmen des Überwachungskonzeptes wurden zusätzlich zur kontinuierlichen Erfassung und Auswertung der Messdaten, die aus den Beanspruchungen des täglichen Verkehrs resultieren, zwei Probelastungen mit definierten Lasten durchgeführt. Die erste Probelastung erfolgte nach der Installation des gesamten Messsystems und vor der Verstärkung. Die zweite Probelastung erfolgte im Anschluss an die erfolgte Brückenverstärkung. Die Probelastungen dienen hier insbesondere der Funktionskontrolle und Kalibrierung des Messsystems sowie der Validierung der aufgezeichneten Messdaten. Aufgrund der gleichen Randbedingungen bzw. der identischen Lasten des Belastungsfahrzeugs vor und nach der Verstärkung können die Probelastungen zudem der Beurteilung des Einflusses und der Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung dienen. Darüber hinaus stellt der Belastungsversuch einen definierten Zustand, beispielsweise zur Beurteilung der Mitwirkung der Stahllaschen am Lastabtrag, dar [ScPe16]. Weitere Möglichkeiten und grundsätzliche Ziele von Probelastungen bzw. Belastungsversuchen sind z. B. in [DAfStb00] dargestellt.

Zur Durchführung der beiden Probelastungen kam jeweils der identisch beladene 5-achsige LKW (Sattelzugmaschine mit beladenem Auflieger) mit einem Gesamtgewicht von 39,3 Tonnen zum Einsatz. Zur Gewichtskontrolle wurde der LKW vor jeder Probelastung gewogen.

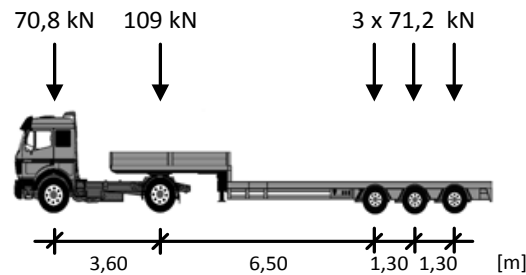


Bild 5.18: Exemplarische Darstellung des Belastungsfahrzeugs

Da eine Vollsperrung der Brücke für den Verkehr nicht möglich war, wurde lediglich der rechte Fahrstreifen der 3-spurigen Autobahn für das Belastungsfahrzeug gesperrt. In Abstimmung mit der zuständigen Autobahnmeisterei wurde dazu ein möglichst verkehrsarmer Zeitraum gewählt. Zum einen wurde dadurch die Beeinträchtigung für den fließenden Verkehr minimiert, zum anderen können aufgrund des geringen Verkehrsaufkommens Messwerte über einen längeren Zeitraum erfasst werden, in dem sich keine weiteren Fahrzeuge auf der Brücke befinden. Bei den beiden Probelastungen vor und nach der Verstärkung wurden identische sowohl statische als auch dynamische Belastungsprogramme durchgeführt.

Innerhalb des statischen Belastungsprogramms verharret das Belastungsfahrzeug an zuvor definierten Laststellungen für einen ausreichend langen Zeitraum, sodass sich der Einfluss ggf. zusätzlicher Fahrzeuge auf der Brücke aus den aufgezeichneten Messdaten herausfiltern lässt. Die Laststellungen wurden über den jeweiligen Stützen, über den drei Koppelfugen sowie in den Drittelpunkten der Felder festgelegt (Bild 5.19).

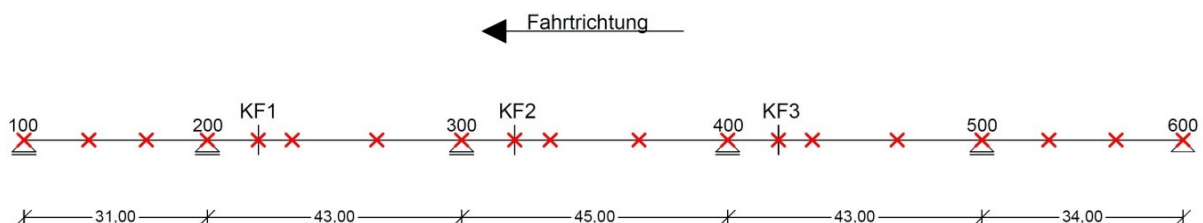


Bild 5.19: Laststellungen für das statische Belastungsprogramm

Eine rechnerische Auswertung der Einflusslinien in Brückenlängsrichtung ergab in den Drittelpunkten der Felder annähernd maximale Schnittgrößen. Eine Übersicht des gesamten statischen Belastungsprogramms ist unter Angabe der einzelnen Laststellungen und genauen Zeitpunkten in Anhang B zu finden.

Im Rahmen der dynamischen Belastung wurden jeweils vor und nach der Verstärkung drei Überfahrten mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten des Belastungsfahrzeugs von 10 km/h, 35 km/h und 50 km/h durchgeführt.

5.4.3 Kompensation der Verkehrs- und Temperatureinflüsse

Ein wesentlicher Bestandteil der Messdatenauswertung ist die Festlegung geeigneter Grenzwerte, anhand derer mögliche Funktionsstörungen der Verstärkung zuverlässig detektiert werden können, ohne dabei Fehlalarme aufgrund von unerwarteten Messwertänderungen auszulösen. Da die an der Brücke erfassten Messwerte stark von Verkehrslasten in Form von einzelnen Fahrzeuggewichten und Achslasten und insbesondere von der Temperaturbeanspruchung beeinflusst werden, würden sich auf Basis der unveränderten Messdaten (Rohdaten) vergleichsweise große und Prädiktionsintervalle ergeben. Zur Festlegung von möglichst präzisen Grenzwerten wird daher der Ansatz verfolgt, die Rohdaten jedes Messparameters um den Anteil der unerwünschten Verkehrs- und Temperatureinflüsse zu kompensieren. Je genauer dabei die Kompensation erfolgt, desto präziser lassen sich die Grenzwerte definieren. Das Ziel der Verkehrs- und Temperaturkompensation besteht somit darin, die aufgenommenen Rohdaten so zu reduzieren bzw. anzupassen, dass die Beanspruchungen aus Verkehr (einzelner Fahrzeuggewichte und Achslasten) und infolge Temperatur möglichst keine oder nur geringfügige Änderungen in den Messdaten ergeben. Anhand der kompensierten Messwerte können Schädigungen und Funktionsstörungen der Verstärkung unmittelbar durch Änderungen in den Messwertverläufen identifiziert werden. Zur Kompensation der unerwünschten Einflussfaktoren werden im Folgenden zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt.

Verkehrskompensation

Ein effektiver Ansatz zur Kompensation von Verkehrslasten ist die Berechnung von Mittelwerten innerhalb bestimmter Zeitintervalle [Penk05, SiHo15]. Das Zeitintervall wurde dabei einheitlich für alle Messparameter (Dehnungen und Rissbreitenänderungen) analog zum

Messintervall der Temperaturerfassung auf 15 Minuten festgelegt. Somit wird eine Phasenverschiebung zwischen unterschiedlichen Messparametern bei der sich anschließenden Datenauswertung vermieden und die Temperaturkompensation vereinfacht. Vor der Mittelwertbestimmung (Moving-Average-Filter), wurden innerhalb eines Zeitintervalls zunächst offensichtliche Messwertausreißer, die ein Vielfaches der Standardabweichung betragen, aus den Rohdaten herausgefiltert. Daran anschließend wurde aus den vorgefilterten Daten der Mittelwert für jedes Zeitintervall berechnet (Bild 5.20). Dieses Vorgehen ermöglicht neben der Kompensation der Verkehrslasten eine deutliche Reduktion des Datenvolumens. Für das gewählte Zeitintervall von 15 Minuten werden bei einer Messfrequenz von 10 Hz beispielsweise 9.000 Messwerte auf einen Messwert reduziert.

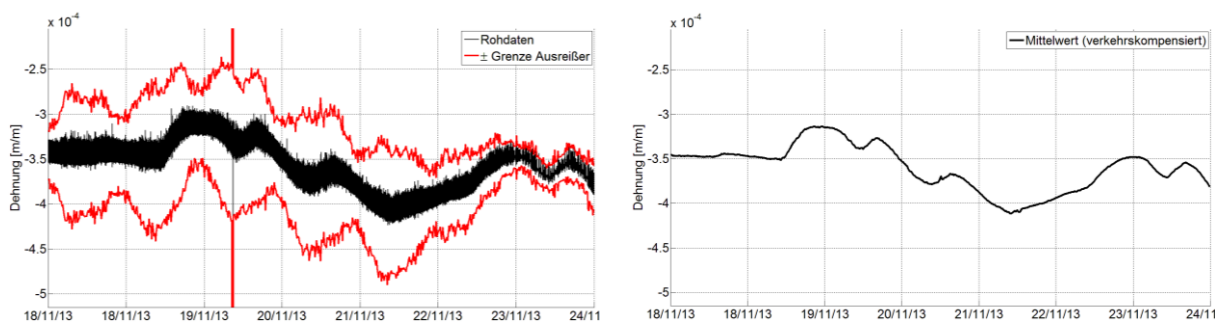


Bild 5.20: Exemplarischer Vergleich zwischen den Rohdaten (links) und den verkehrskompensierten Messdaten (rechts) eines Messparameters

Temperaturkompensation

Eine effektive Kompensation der Temperaturbeanspruchung ist im Vergleich zur Verkehrskompensation aufgrund der Komplexität des Temperatureinflusses auf den Brückenquerschnitt deutlich aufwendiger. Um den Einfluss der Temperatur möglichst realitätsnah zu erfassen, erfolgt die Aufteilung der Temperaturbeanspruchung auf Basis des Temperaturprofils nach DIN EN 1991-1-5 [EC1-1-5] in einen konstanten Anteil ΔT_u und einen linear veränderlichen Anteil ΔT_{Mz} . Die Grundlage zur Ermittlung der Temperaturanteile bilden die Messdaten (Bauteiltemperaturen), die im jeweiligen Referenzzeitraum vor und nach der Verstärkung erfasst werden.

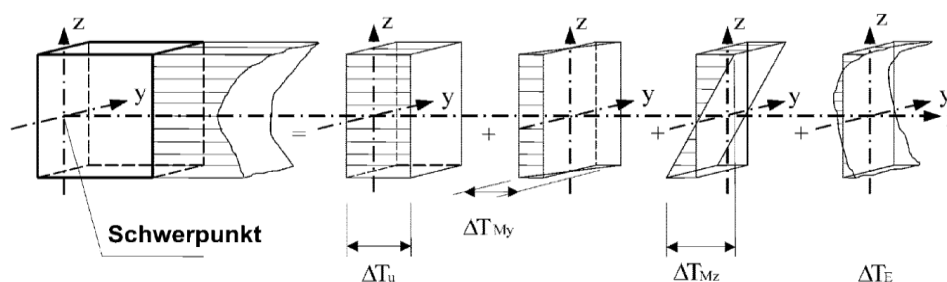


Bild 5.21: Anteile des Temperaturprofils nach [EC1-1-5]

Anhand der Messwerte der Temperatursensoren im oberen und unteren Bereich des Hohlkastensteges (F3-Temp-1 und F3-Temp-2) sowie den Querschnittsabmessungen erfolgt die Berechnung eines konstanten und eines linear veränderlichen Temperaturanteils, jeweils für den Referenzzeitraum vor und nach der Verstärkung (Bild 5.22).

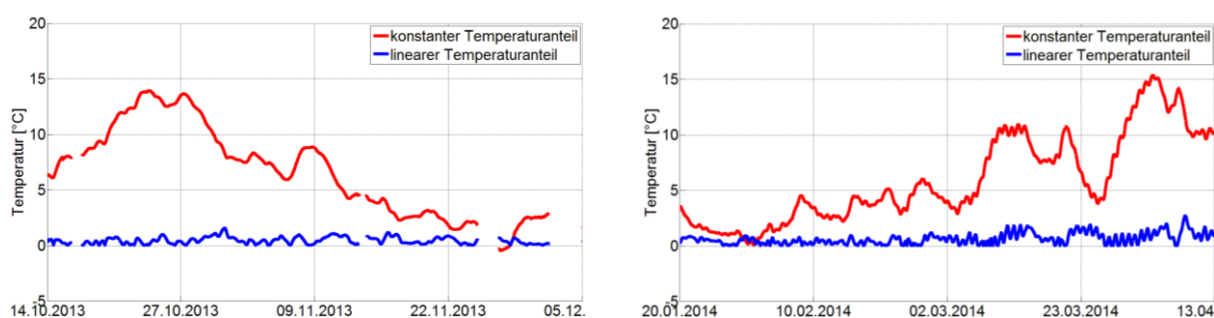


Bild 5.22: Verlauf der konstanten und linear veränderlichen Temperaturanteile vor der Verstärkung (links) und nach der Verstärkung (rechts)

Unter Berücksichtigung der zuvor berechneten Temperaturanteile werden mit Hilfe einer linearen Regressionsanalyse entsprechende (Korrektur-)Faktoren x für die Temperaturkompensation ermittelt (Bild 5.23). Die lineare Regressionsgleichung mit der Konstante a , dem Faktor b für den konstanten Temperaturanteil und dem Faktor c für den linear veränderlichen Temperaturanteil ergibt sich zu:

$$x = a + b * \Delta T_u + c * \Delta T_{My} \tag{Gl. 12}$$

Mit Hilfe dieser Gleichung erfolgt die Ermittlung der (Korrektur-)Faktoren für jeden einzelnen Sensor getrennt für den Referenzzeitraum vor und nach der Verstärkung. Einen Auszug von Faktoren für aussagekräftige Messparameter enthält Tabelle 5.5. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Faktoren lediglich das Temperaturspektrum innerhalb des jeweiligen Referenz-

zeitraums abbilden. Insbesondere im Hinblick auf die Bewertung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der zusätzlichen Vorspannung wird eine Ausdehnung des Zeitraums oder ein adaptives Vorgehen zur Ermittlung der Temperaturfaktoren erforderlich (siehe Kap. 5.6.3).

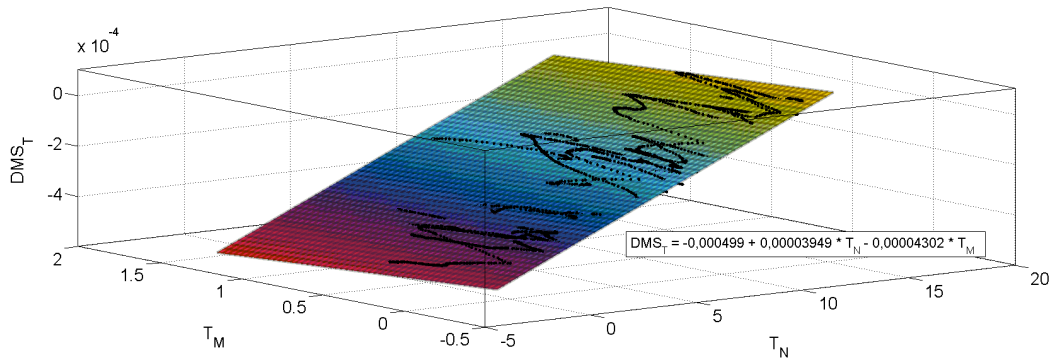


Bild 5.23: Exemplarische Darstellung der Regressionsanalyse zur Temperaturkompensation eines Messparameters mit Matlab®

Tabelle 5.5: Faktoren zur Temperaturkompensation

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

Die Kompensation der Temperaturbeanspruchung erfolgt nun für den Messwert jedes Sensors unter Berücksichtigung der berechneten (Korrektur-)Faktoren auf Grundlage der bereits verkehrskompensierten Messwerte. Somit ergeben sich für jeden Sensor vollständig kompensierte Messwerte für den Referenzzustand vor und nach der Verstärkung. In Bild 5.24 sind beispielhaft Dehnungsverläufe von verkehrskompensierten (rote Kurve) sowie von verkehrs- und temperaturkompensierten Messwerten (blaue Kurve) eines Sensors für den Referenzzeitraum vor der Verstärkung (links) und nach der Verstärkung (rechts) dargestellt.

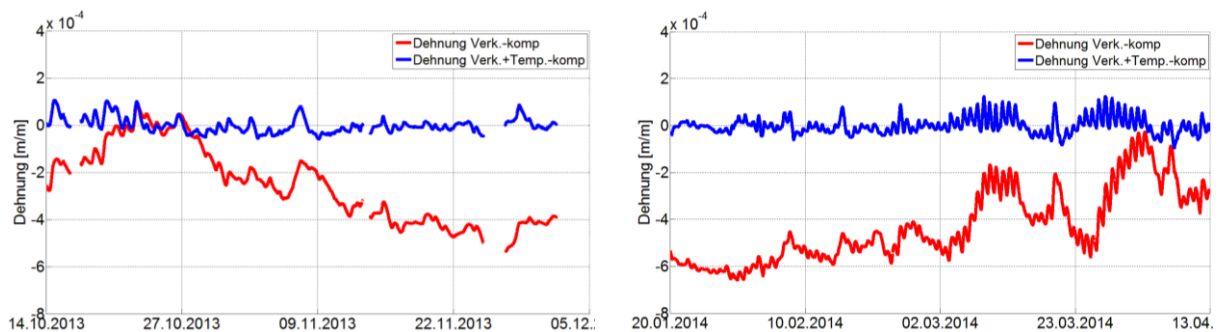


Bild 5.24: Exemplarische Darstellung von verkehrs- und temperaturkompensierten Messwertverläufen für die Referenzzustände vor und nach der Verstärkung

5.5 Verifizierung anhand der kurzfristigen Überwachung

Der erste Ansatz zur Bewertung der unmittelbaren Wirksamkeit der zusätzlichen Vorspannung besteht in der Identifikation des direkten Einflusses der Verstärkung anhand geeigneter Messgrößen zum Zeitpunkt des Vorspannens. Der zweite Ansatz erfolgt auf der Grundlage von Regressionsanalysen geeigneter Messwerte innerhalb definierter Referenzzustände in Zeiträumen von acht Wochen vor der Verstärkung und zwölf Wochen nach der Verstärkung.

5.5.1 Beurteilung zum Zeitpunkt des Vorspannens

Das Vorspannen der einzelnen sechs externen Spannglieder erfolgte an drei aufeinanderfolgenden Tagen, am 16.12.2013 für die Spannglieder V1 bis V3, am 17.12.2013 für das Spannglied V4, sowie am 18.12.2013 für die Spannglieder V5 und V6. Die Lage der einzelnen Spannglieder im Querschnitt ist in Bild 5.25 schematisch dargestellt.

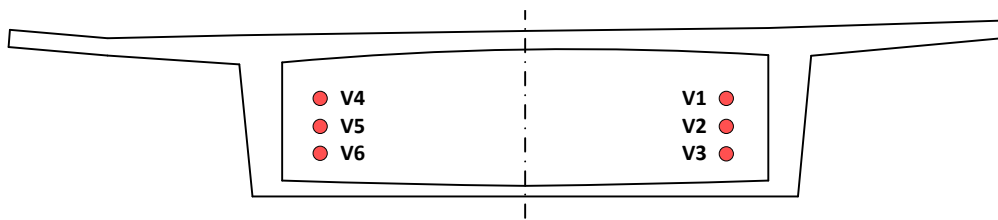


Bild 5.25: Schematisch Darstellung der Anordnung der externen Spannglieder V1 bis V6 (Blick in Fahrtrichtung Dortmund)

Da bei diesem Ansatz nur ein vergleichsweise kurzer Zeitabschnitt betrachtet wird und das Vorspannen plötzliche Änderungen in den Messwertverläufen bewirkt, ist eine Kompensation des Temperatureinflusses auf die Messdaten nicht erforderlich. Es werden somit lediglich die verkehrskompensierten Messwerte zur Auswertung herangezogen. Im Folgenden werden die Auswertungen anhand der Messwertverläufe der Dehnungen des internen Spannstahls, der Betondehnungen und der Rissbreitenänderungen im Bereich der Koppelfugen dargestellt. Zudem erfolgt die Identifikation der unmittelbaren Auswirkung der zusätzlichen Vorspannung auf die vorhandenen Stahlflaschen anhand der Stahlflaschendehnungen.

Bild 5.26 und Bild 5.27 zeigen beispielhaft die Messwertverläufe von zur Identifikation der Vorspannwirkung geeigneten Messparametern zum Zeitpunkt der Vorspannarbeiten. Bei jedem einzelnen der sechs Vorspannvorgänge, die in den Diagrammen mit V1 bis V6 benannt und dargestellt sind, ist ein signifikanter Abfall in den Messwertverläufen zu erkennen.

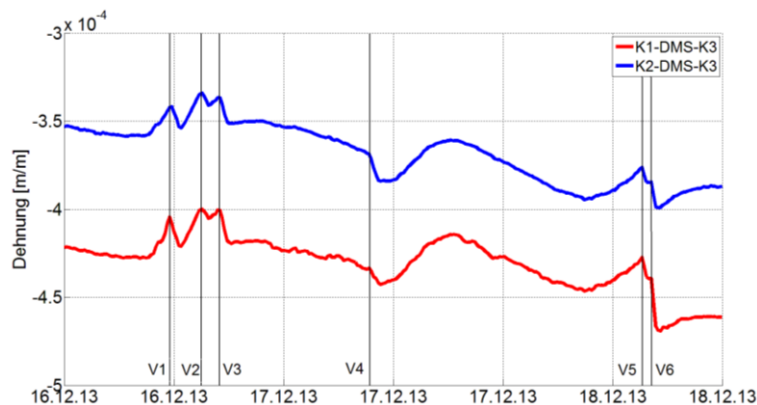


Bild 5.26: Verlauf der Spannstahldehnungen am Koppelanker der Koppelfuge 1 (rot) und 2 (blau) zur Identifikation der sofortigen Auswirkung der zusätzlichen Vorspannung

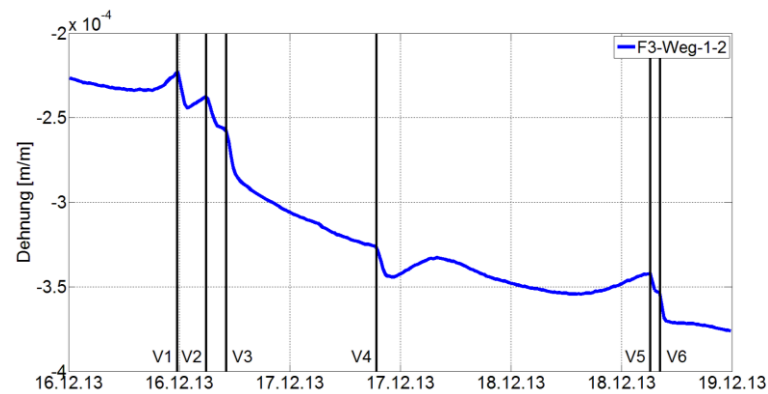


Bild 5.27: Verlauf der Betondehnungen im unteren Stegbereich in Feldmitte des Feldes 3 zur Identifikation der sofortigen Auswirkung der zusätzlichen Vorspannung

Die zusätzliche Druckkraft, die beim Vorspannen der zentrisch angeordneten externen Spannglieder in den Brückenüberbau eingeleitet wird, führt zu einer über die Querschnittshöhe nahezu konstanten Stauchung (negative Dehnung). Diese Querschnittsstauchung ist mit dem Abfall der Messwertverläufe qualitativ zu identifizieren. Die sofortige Wirksamkeit der zusätzlichen Vorspannung kann somit anhand der vorliegenden Verläufe effektiv und mit vergleichsweise geringem Aufwand bestimmt werden.

In einem weiteren Diagramm (Bild 5.28) ist der zeitliche Verlauf der Stahllaschendehnung im Bereich der Koppelfuge 1 mit den plötzlichen Änderungen im Messwertverlauf für die einzelnen Vorspannzeitpunkte (V1 bis V6) exemplarisch dargestellt.



Bild 5.28: Verlauf der Stahllaschendehnungen im Bereich der Koppelfuge 1 zur Identifikation der sofortigen Auswirkung der zusätzlichen Vorspannung auf die Stahllaschen

Weitere hier nicht dargestellte Auswertungen von Messwertverläufen der Stahllaschendehnungen zeigen, dass sich anhand jedes einzelnen Sensors, der im Rahmen des Überwachungs-

konzeptes auf den Stahllaschen appliziert wurde, die Auswirkungen der zusätzlichen Vorspannung durch plötzliche Änderungen in den Messwertverläufen identifizieren lassen.

5.5.2 Beurteilung anhand von Referenzzuständen

Anhand der Wechselwirkung von zwei geeigneten Parametern kann für jeden Referenzzustand eine Regressionsgerade aus den Messdaten berechnet und die beiden Geraden anschließend miteinander verglichen werden. Aufgrund der Bewertung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung mittels Messdaten, die über einen längeren Zeitraum hinweg erfasst wurden, müssen verkehrs- und temperaturkompensierte Messwert zum Einsatz kommen.

Bild 5.29 zeigt das Ergebnis der Regressionsanalyse zur Bestimmung von Regressionsgeraden vor und nach der Verstärkung beispielhaft anhand der Wechselwirkung zwischen der Rissbreitenänderung über der Koppelfuge 1 und der Betondehnung ca. 2,0 m von der Koppelfuge entfernt (jeweils auf der Bodenplatte unmittelbar neben dem Hohlkastensteg).

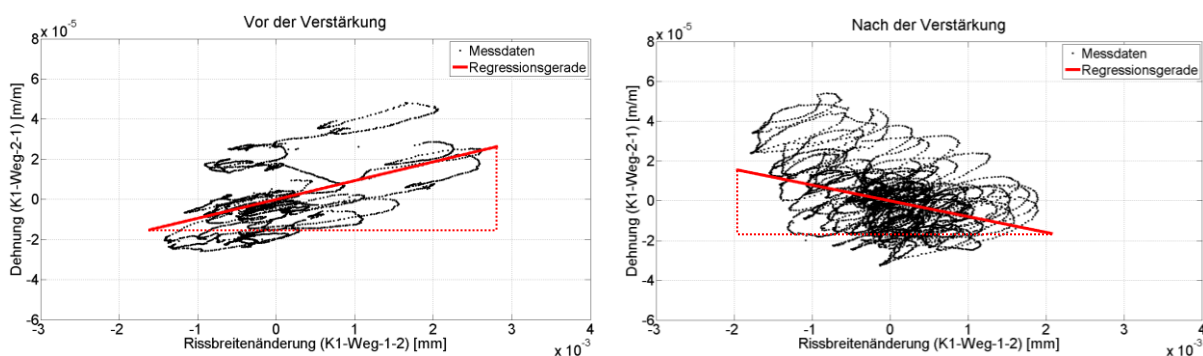


Bild 5.29: Vergleich von Regressionsgeraden einer ausgewählten Parameterkombination vor und nach der Verstärkung zur Identifikation der Wirksamkeit der zusätzlichen Vorspannung

Die Auswertung der Diagramme zeigt zunächst vergleichsweise große Streuungen der Messwerte sowohl vor als auch nach der Verstärkung. Für den Vergleich der Regressionsgeraden, die als Beurteilungsmerkmal im Rahmen der Regressionsanalyse dienen, sind jedoch deutliche Unterschiede zwischen den Zuständen vor und nach der Verstärkung ersichtlich. Für die Messwerte vor der Verstärkung weist die Regressionsgerade eine Steigung von ca. 0,01 auf, wohingegen die Steigung der Regressionsgeraden nach der Verstärkung ca. -0,0089

beträgt. Die signifikante Änderung der Geradensteigung (positiv vor der Verstärkung und negativ nach der Verstärkung) könnte dadurch begründet werden, dass sich vorhandene (nicht sichtbare) Risse im Bereich der Koppelfuge durch die zusätzliche Vorspannung geschlossen haben und sich somit die Beziehung zwischen den Rissbreitenänderungen in der Koppelfuge und den Betondehnungen grundsätzlich verändert hat. Anhand der deutlichen Reduktion der Geradensteigung um etwa 110 % lässt sich der Einfluss der zusätzlichen Vorspannung auf die gemessenen Tragwerksreaktionen somit eindeutig identifizieren.

Zusätzlich erfolgt die Bewertung der unmittelbaren Auswirkung der zusätzlichen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen analog zur Bewertung anhand der Wechselwirkung zwischen der Rissbreitenänderung über der Koppelfuge und der Betondehnung. Messparameter, die sich für die Beurteilung eignen, sind insbesondere Kombinationen von Stahllaschendehnungen mit Rissbreitenänderungen oder Betondehnungen unmittelbar neben den Stahllaschen. In den folgenden Diagrammen sind die Auswertungen der Regressionsanalysen beispielhaft anhand der Wechselwirkung zwischen der Stahllaschendehnung und der Rissbreitenänderung unmittelbar neben der Stahllasche über der Koppelfuge 1 (Bild 5.30) sowie zwischen der Stahllaschendehnung und der Betondehnung unmittelbar neben der Stahllasche in Feldmitte von Feld 3 (Bild 5.31) jeweils vor und nach der Verstärkung dargestellt.

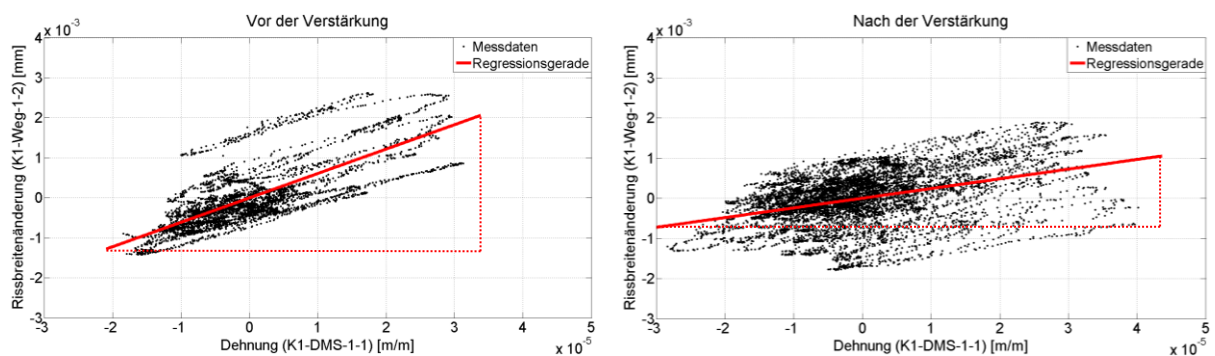


Bild 5.30: Vergleich der Regressionsgeraden zwischen der Stahllaschendehnung und der Rissbreitenänderung über der Koppelfuge 1 vor und nach der Verstärkung

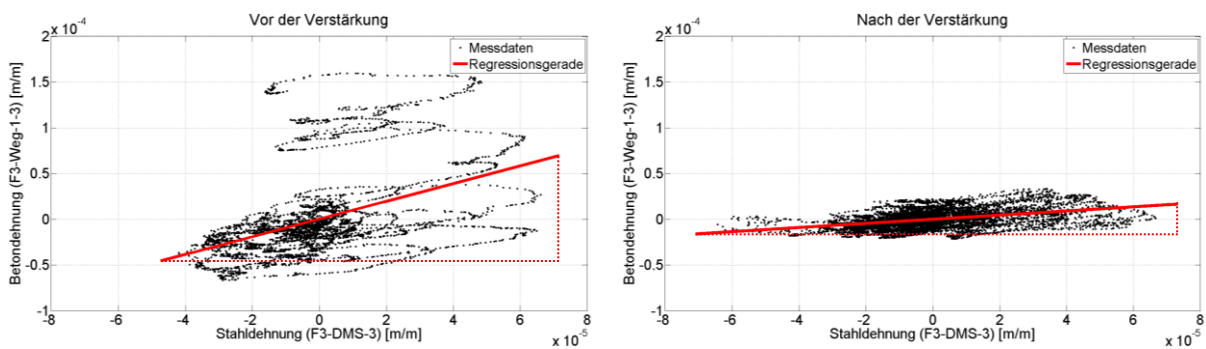


Bild 5.31: Vergleich der Regressionsgeraden zwischen der Stahllaschendehnung und der Betondehnung in Feldmitte des Feldes 3 vor und nach der Verstärkung

Der Vergleich der Regressionsgeraden der beiden hier nur beispielhaft dargestellten Auswertungen ergibt jeweils eine signifikante Änderung der Geradensteigung nach der Verstärkung im Vergleich zum Referenzzustand vor der Verstärkung. Die Änderung der Geradensteigung kann somit, unabhängig davon, ob sich eine positive oder negative Steigungsänderung ergibt, als Indikator für die Bewertung der Wirksamkeit der Verstärkung herangezogen werden. Beim Vergleich der Regressionsgeradensteigungen der Stahllaschendehnung und der Rissbreitenänderung (Bild 5.30) ergibt sich eine Reduktion der Steigung von ca. 60 % nach der Verstärkung. Der Vergleich der Geradensteigung für die Regressionsanalyse der Stahllaschendehnung und der Betondehnung (Bild 5.31) zeigt, dass die Regressionsgerade nach der Verstärkung um ca. 70 % flacher geneigt ist als vor der Verstärkung. Somit konnte der Einfluss der zusätzlichen Vorspannung auf die vorhandenen Stahllaschen durch den Vergleich von Regressionsgeraden vor und nach der Verstärkung zielführend qualitativ identifiziert werden.

5.6 Verifizierung anhand der langfristigen Überwachung

Die Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der zusätzlichen Vorspannung stellt die Hauptaufgabe im Rahmen des vorliegenden Überwachungskonzeptes dar. Die drei dazu erforderlichen Arbeitsschritte sind bereits in Kap. 5.2 grundsätzlich beschrieben und werden im Folgenden ausführlich in der Reihenfolge ihrer erfolgten Anwendung dargestellt.

5.6.1 Festlegung der Prädiktionsintervalle

Die Festlegung der Prädiktionsintervalle mit entsprechenden Grenzwerten ist ein wesentliches Kriterium für die zielführende und effektive Beurteilung der Funktionsfähigkeit der zusätzlichen Vorspannung. Das Vorgehen beruht dabei auf der Annahme, dass sich die Funktionsfähigkeit der Verstärkung bzw. der zusätzlichen Vorspannung im Referenzzeitraum von zwölf Wochen nach der Verstärkung nicht wesentlich verändert oder verschlechtert. Somit bilden alle Messwerte, die in diesem Zeitraum erfasst wurden, den Referenzzustand. Die Prädiktionsintervalle sind zunächst so zu wählen, dass sie alle im Referenzzeitraum aufgetretenen Messwerte einschließen. Darüber hinaus wird ein (Abstands-)Faktor eingeführt, der die Differenz zwischen den bisher aufgetretenen Messwerten und den zu definierenden oberen und unteren Grenzen des Prädiktionsintervalls beschreibt. Messwerte, die innerhalb dieses Abstandsintervalls auftreten werden somit als zulässige Über-/Unterschreitungen von den im Referenzzeitraum erfassten Maximalwerten angesehen. Zur Bestimmung dieses Faktors wird ein Ansatz auf der Grundlage von Quantilwerten einer Verteilungsfunktion verfolgt. Der Quantilwert ist der Wert einer Zufallsverteilung, der mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit q unterschritten und mit der Wahrscheinlichkeit $(1-q)$ überschritten wird. Ein für die Bemessung im konstruktiven Ingenieurbau häufig verwendeter Quantilwert ist das 5%-Quantil. Unter der Annahme, dass die betrachteten Messwerte um die Referenzgerade näherungsweise normalverteilt sind, wird unterstellt, dass die im Referenzzeitraum aufgetretenen Messwerte das 95%-Quantil der Verteilungsdichte der Standardnormalverteilung (Gauß-Verteilung) abbilden. Das 95%-Quantil beschreibt somit den Bereich zwischen der positiven zweifachen Standardabweichung $(+2\sigma)$ und der negativen zweifachen Standardabweichung (-2σ) . Demnach wird das übrige 5%-Quantil als zulässige Über- und Unterschreitung der im Referenzzustand aufgetretenen Extremwerte definiert. Für eine normalverteilte Verteilungsdichte stellt dieser Bereich annähernd das Intervall zwischen der zweifachen und dreifachen Standardabweichung dar. Der (Abstands-)Faktor zwischen den maximalen im Referenzzeitraum aufgetretenen Messwerten und den festzulegenden oberen und unteren Grenzen der Prädiktionsintervalle (roter Bereich in Bild 5.32) wird auf dieser Grundlage auf die Differenz zwischen der dreifachen und zweifachen Standardabweichung, also auf den Wert der 1-fachen Standardabweichung bezüglich der Referenzgeraden definiert.

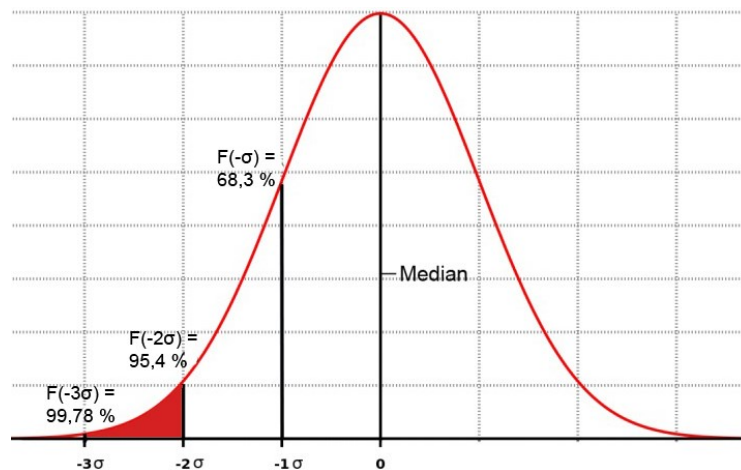


Bild 5.32: Verteilungsdichte der Standardnormalverteilung mit dem zulässigen Über- bzw. Unterschreitungsbereich (rot gekennzeichnet)

Messwert-Zeit-Diagramme (Ansatz a)

Die folgenden Diagramme (Bild 5.33 bis Bild 5.35) enthalten die verkehrs- und temperaturkompensierten Messwerte innerhalb des Referenzzeitraums, die daraus ermittelte Regressionsgerade sowie die ermittelten Grenzwerte. Um die im Laufe des Monitorings (nach dem Referenzzeitraum) auftretenden Messwerte anhand der Messwert-Zeit-Diagramme bewerten zu können, werden die Ober- und Untergrenzen auf den gesamten Messzeitraum ausgeweitet und definieren somit das Prädiktionsintervall. Die Tabelle 5.6 enthält exemplarisch die Funktionen zur Berechnung der unteren und oberen Grenzgeraden für ausgewählte Messparameter. Dabei sei angemerkt, dass sich die Funktionswerte, aufgrund der im Programmsystem Matlab integrierten spezifischen „serial time number“ (Datumzahl), jeweils auf das Jahr 0 beziehen.

Tabelle 5.6: Grenzfunktionen zur Definition der Prädiktionsintervalle

Sensor	Untere Grenzfunktion (in Abhängigkeit der Zeit $[x_t]$)	Obere Grenzfunktion (in Abhängigkeit der Zeit $[x_t]$)
K1-DMS-K3	$-0,07146 + 9,69601E-08 * x_t$	$-0,07117 + 9,69601E-08 * x_t$
K2-Weg-1-3	$1,52332 - 2,07298E-06 * x_t$	$1,52679 - 2,07298E-06 * x_t$
F3-Weg-1-2	$-9,47290 + 1,28687E-05 * x_t$	$-9,45941 + 1,28687E-05 * x_t$

Nachfolgend sind exemplarisch die Messwert-Zeit-Diagramme für die Spannstahldehnungen im Bereich der Koppelfuge 1 (K1-DMS-K3) in Bild 5.33, für die Rissbreitenänderung über

der Koppelfuge 2 (K2-Weg-1-3) in Bild 5.34 sowie für die Betondehnungen in Feldmitte des Feldes 3 (F3-Weg-1-2) in Bild 5.35 dargestellt.

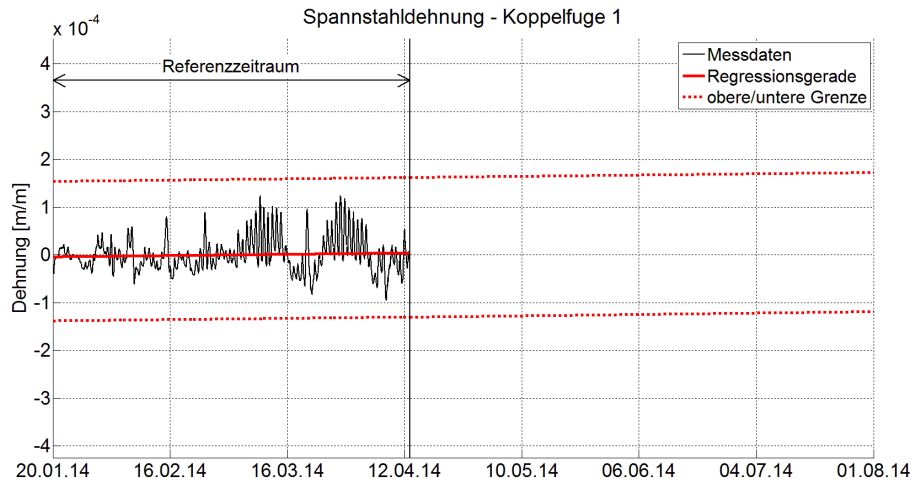


Bild 5.33: Messwert-Zeit-Diagramm für die Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1

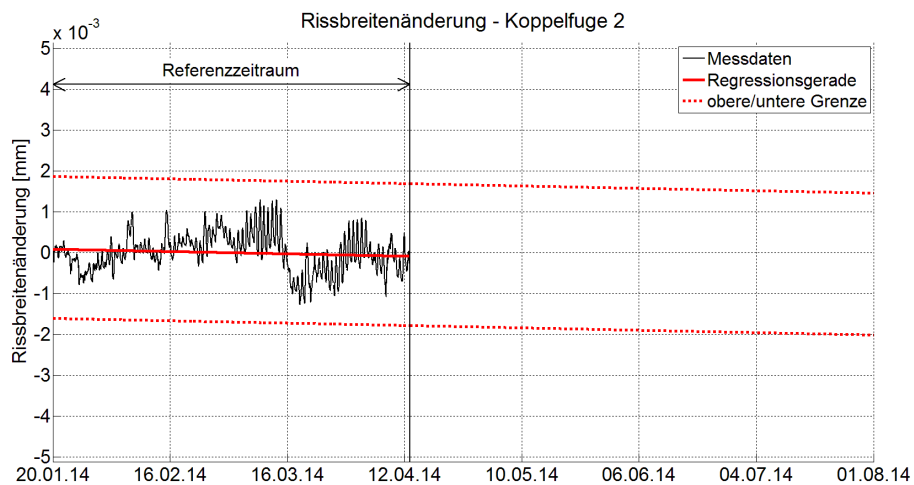


Bild 5.34: Messwert-Zeit-Diagramm für die Rissbreitenänderung über der Koppelfuge 2

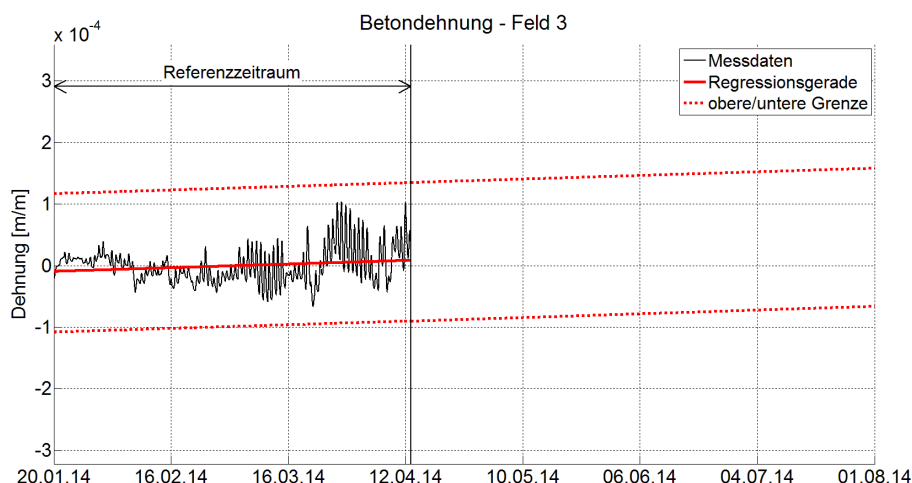


Bild 5.35: Messwert-Zeit-Diagramm für die Betondehnungen in Feldmitte des Feldes 3

Streudiagramme (Ansatz b)

Die Grundlage zur Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung anhand von Streudiagrammen bildet die Regressionsanalyse der Messwerte von geeigneten Parameterkombinationen. Im weiteren Verlauf erfolgt die Beurteilung exemplarisch anhand der Wechselwirkung zwischen der Rissbreitenänderung und der Spannstahldehnung sowie anhand der Wechselwirkung zwischen der Rissbreitenänderung und der Betondehnung jeweils an der Koppelfuge 1. Die Tabelle 5.7 enthält die ermittelten Grenzfunktionen zur Festlegung der Prädiktionsintervalle aus den Messwerten des Referenzzeitraums exemplarisch für die zuvor benannten Parameterkombinationen. Analog zur Ermittlung der Grenzfunktionen für die Messwert-Zeit-Diagramme beziehen sich die Funktionswerte auch hier, aufgrund der Matlab-spezifischen „serial time number“ (Datumzahl), jeweils auf das Jahr 0.

Tabelle 5.7: Grenzfunktionen zur Definition der Prädiktionsintervalle

Regressionsparameter		Untere Grenzfunktion (in Abhängigkeit von x)	Obere Grenzfunktion (in Abhängigkeit von x)
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	$-0,27769 * x - 0,00215$	$-0,27769 * x + 0,00254$

Bild 5.36 und Bild 5.37 zeigen die Ergebnisse der Regressionsanalyse für den Referenzzustand sowie die daraus ermittelten Grenzgeraden für die beschriebenen Messparameterkombinationen. Dabei sei angemerkt, dass die (positive oder negative) Steigung der Regressionsge-

raden und die in den Diagrammen erkennbaren Tendenzen im Hinblick auf die Überwachung der Verstärkung nicht aussagekräftig sind. Die Diagramme sollen keinen (direkten) Zusammenhang zwischen zwei Messparametern beschreiben, sondern dienen lediglich zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung. Insbesondere ggf. zugrundeliegende nichtlineare Zusammenhänge zwischen zwei Parametern lassen sich durch eine lineare Regressionsanalyse nicht zielführend abbilden.

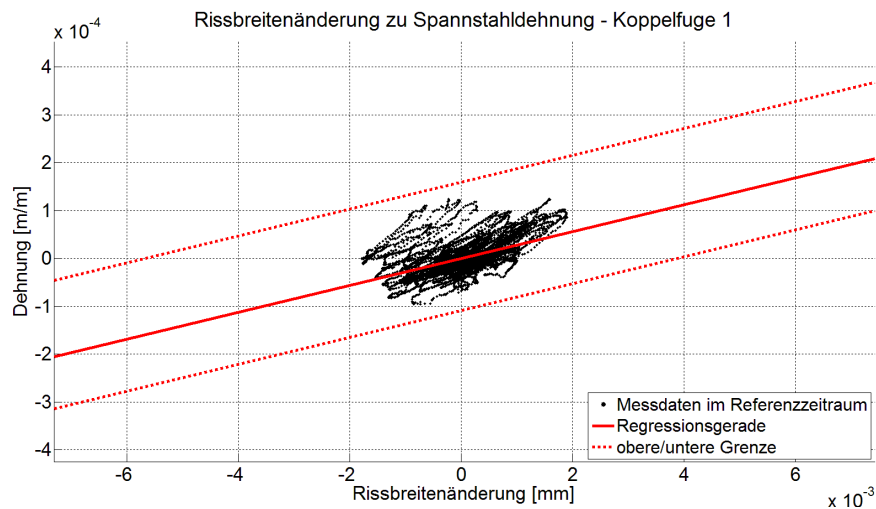


Bild 5.36: Rissbreitenänderung und Spannstahldehnung (Koppelfuge 1) im Streudiagramm

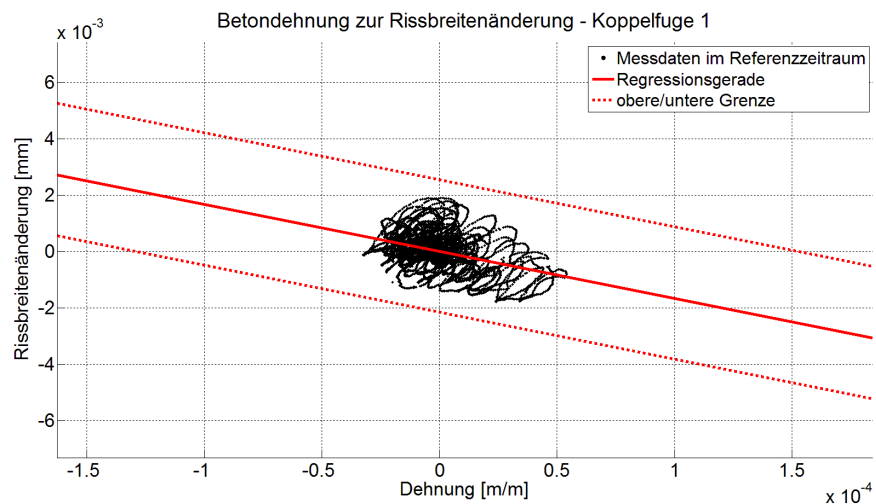


Bild 5.37: Betondehnung und Rissbreitenänderung (Koppelfuge 1) im Streudiagramm

5.6.2 Dauerhafte Überwachung der Funktionsfähigkeit

Die dauerhafte Überwachung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung erfolgt auf Grundlage der zuvor erstellten Messwert-Zeit-Diagramme (Ansatz a) sowie der Streudiagramme (Ansatz b) und den darin enthaltenen Grenzwerten bzw. Grenzgeraden. Die im Verlauf der Überwachung bis zum 20.07.2014 erfassten Messdaten (Messdaten nach dem Referenzzeitraum) werden analog zu den Messwerten innerhalb des Referenzzeitraums einer Verkehrskompensation unterzogen. Darüber hinaus erfolgt die Temperaturkompensation mit den im Referenzzustand erfassten Temperaturkorrekturfaktoren. Die so vorverarbeiteten Messwerte werden nun mit den zuvor definierten Ober- und Untergrenzen der Prädiktionsintervalle verglichen und anhand dieser bewertet.

Messwert-Zeit-Diagramme (Ansatz a)

Der Messwertverlauf der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 in Bild 5.38 zeigt, dass alle über die Dauer der Überwachung aufgetretenen Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 bis auf einen Ausreißer, der auf ein fehlerhaftes Messsignal zurückzuführen ist, innerhalb der zuvor definierten Grenzen liegen. Jedoch erreichen die Messwerte zu einigen Zeitpunkten bereits nahezu die oberen und unteren Grenzwerte. Insgesamt ergibt sich zudem für die im Anschluss an den Referenzzeitraum erfassten Messwerte im Vergleich zu den Messwerten im Referenzzustand eine größere Streubreite innerhalb des Prädiktionsintervalls.

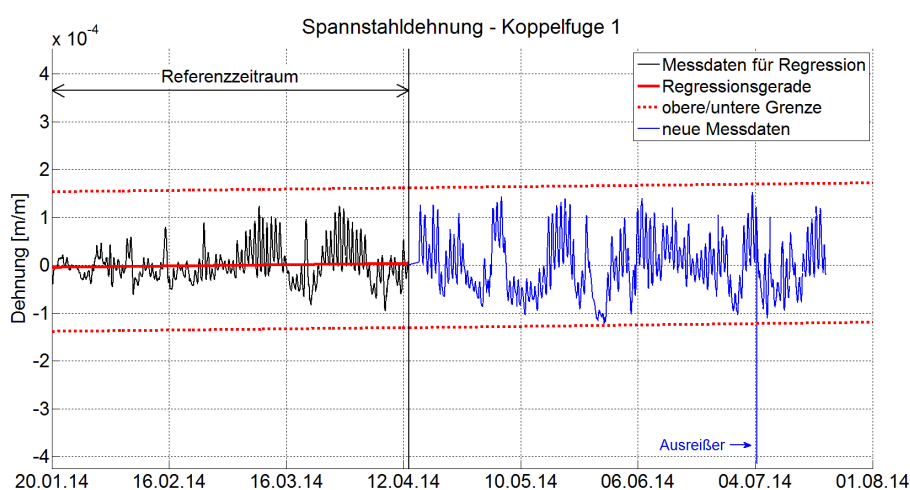


Bild 5.38: Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 im Messwert-Zeit-Diagramm

Für die Messwertverläufe der Rissbreitenänderung an der Koppelfuge 2 (Bild 5.39) und der Betondehnungen in Feld 3 (Bild 5.40) ergeben sich analog zu den Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1 größere Streubreiten der nach dem Referenzzeitraum auftretenden Messwerte im Vergleich zu den Messwerten im Referenzzustand. Im Gegensatz zu den Spannstahldehnungen ergibt sich sowohl für die Rissbreitenänderungen als auch für die Betondehnungen ein ausgeprägter Anstieg (Drift) der Messwerte im Verlauf des Monitorings, der zu teilweise deutlichen und dauerhaften Überschreitungen der oberen Grenzen der Prädiktionsintervalle führt.

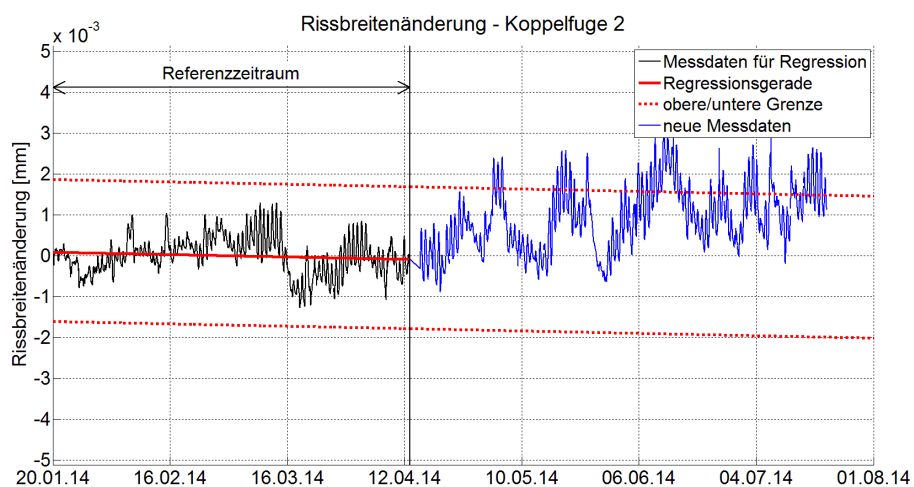


Bild 5.39: Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Rissbreitenänderung über der Koppelfuge 2 im Messwert-Zeit-Diagramm

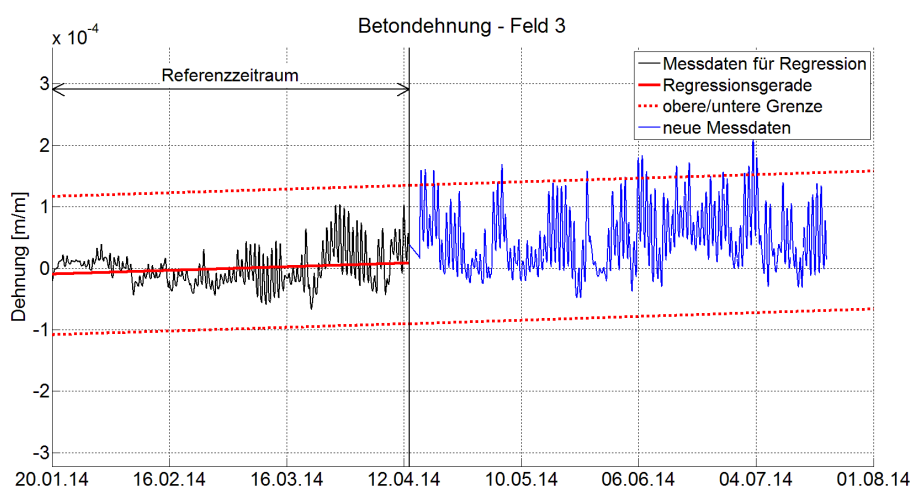


Bild 5.40: Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand Betondehnungen in Feldmitte des Feldes 3 im Messwert-Zeit-Diagramm

Aufgrund des charakteristischen Driftverlaufs der Messwerte und aufgrund der Tatsache, dass sich bei Messwertverläufen von anderen Parametern (vgl. z. B. Spannstahldehnungen in Bild 5.38) keine Überschreitungen der Grenzwerte einstellen, kann anhand der dargestellten Diagramme nicht unmittelbar auf eine Funktionsstörung der zusätzlichen Vorspannung geschlossen werden, obwohl die definierten Grenzwerte teilweise deutlich überschritten werden. Es ist vielmehr davon auszugehen, dass der Einfluss der höheren Temperaturen in den Sommermonaten zu diesem charakteristischen ansteigenden Verlauf der Messwerte führt. Die Temperaturkompensation erfolgte bislang anhand der im Referenzzeitraum von Januar bis April aufgetretenen Messwerte. Da sich in den Sommermonaten deutlich höhere Temperaturen im Vergleich zum Referenzzeitraum einstellen, lassen sich die Messwerte mit den vorliegenden Temperaturkorrekturfaktoren nicht ausreichend genau kompensieren. Aus diesem Grund erfolgt in einem nächsten Schritt in Kapitel 5.6.3 eine Optimierung der Prädiktionsintervalle durch Anpassung der Temperaturkompensation.

Streudiagramme (Ansatz b)

Die Auswertung der Messdaten anhand von Streudiagrammen erfolgt analog zu den Messwert-Zeit-Diagrammen durch den Vergleich der im Verlauf des Monitorings erfassten Messdaten mit den zuvor definierten Grenzwerten bzw. Grenzgeraden. Bild 5.41 zeigt, dass alle im Verlauf der Überwachung erfassten Messwerte bei der Regressionsanalyse zwischen der Rissbreitenänderung und der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 innerhalb der zuvor definierten Grenzen liegen. Dabei ist festzustellen, dass die Messwerte nach dem Referenzzeitraum im Vergleich zu den Messwerten im Referenzzeitraum eine geringfügig größere Streubreite entlang der X-Achse aufweisen.

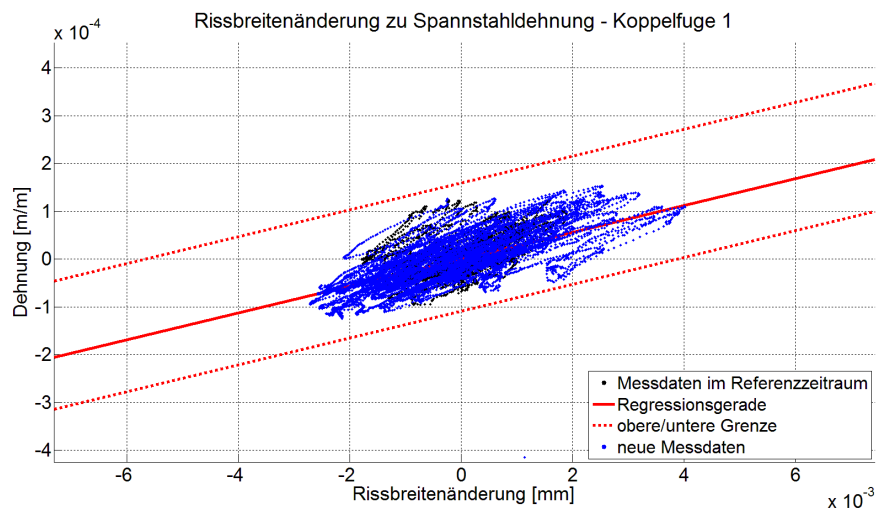


Bild 5.41: Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Rissbreitenänderung und der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 im Streudiagramm

Die Regressionsanalyse der Betondehnung und der Rissbreitenänderung an der Koppelfuge 1 (Bild 5.42) zeigt, dass die Messdaten nach dem Referenzzeitraum im Vergleich zu den Messdaten innerhalb des Referenzzeitraums eine deutlich größere Streuung sowohl entlang der X-Achse als auch entlang der Y-Achse aufweisen. Zudem überschreiten die nach dem Referenzzeitraum erfassten Messdaten teilweise deutlich die festgelegten Ober- und Untergrenze des Prädiktionsintervalls.

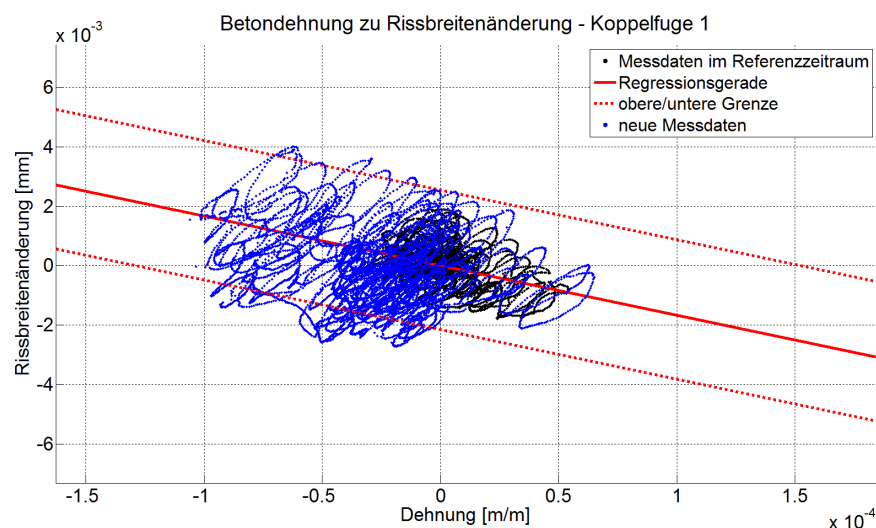


Bild 5.42: Überwachung der Funktionsfähigkeit der Betondehnung und der Rissbreitenänderung an der Koppelfuge 1 im Streudiagramm

Entsprechend der Argumentation bei der Auswertung der Messwert-Zeit-Diagramme ist anzunehmen, dass die vorliegenden Grenzwertüberschreitungen nicht unmittelbar auf eine Abnahme oder Störung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung, sondern auf die deutlich höheren Temperaturen in den Sommermonaten zurückzuführen sind. Wie bereits zuvor erläutert, erfolgte die Temperaturkompensation bisher auf Grundlage der im Referenzzeitraum von Januar bis April aufgetretenen Messwerte. Die Auswertungen der Streudiagramme unterstützt somit die Annahme, dass sich die in den Sommermonaten deutlich höhere Temperaturen im Vergleich zum Referenzzeitraum nicht hinreichend genau durch die vorliegenden Temperaturkorrekturfaktoren kompensieren lassen. Eine geeignete und aussagekräftige Bewertung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung anhand der Streudiagramme erfordert somit die Optimierung der Prädiktionsintervalle durch eine angepasste Ermittlung der Temperaturkompensationsfaktoren.

5.6.3 Optimierung der Prädiktionsintervalle

Vor dem Hintergrund der bisher nicht hinreichend genau erfolgten Temperaturkompensation der Messwerte in den Sommermonaten wird im Weiteren ein adaptives Vorgehen zur Ermittlung der Korrekturfaktoren verfolgt, das es ermöglicht, ein breiteres Temperaturspektrum zu erfassen. Dazu werden die Korrekturfaktoren im Verlauf des Monitorings in geeigneten Zeitabständen wiederholt mit den bis zu diesem Zeitpunkt aufgetretenen Messwerten neu berechnet. Um ein möglichst breites Temperaturspektrum zu erfassen, sollte dieses Vorgehen bei einer dauerhaften Langzeitüberwachung möglichst über einen gesamten Jahreszyklus hinweg erfolgen.

Da die Überwachungsmaßnahme jedoch wie zuvor beschrieben zeitlich begrenzt war, erfolgt die Ermittlung der neuen Temperaturkorrekturfaktoren rückwirkend anhand der Messwerte des gesamten Messzeitraums nach der Verstärkung vom 20.01.2014 bis zum 20.07.2014. Somit werden bei der Ermittlung der Korrekturfaktoren zusätzlich zu den vergleichsweise niedrigen Temperaturen innerhalb des zuvor definierten Referenzzeitraums auch die deutlich höheren Temperaturen in den Sommermonaten berücksichtigt. Im Anschluss daran erfolgt mit Hilfe der neu ermittelten Korrekturfaktoren eine neue Temperaturkompensation aller Messwerte. Anschließend werden die Prädiktionsintervalle erneut entsprechend der in Kap. 5.6.1

beschriebenen Vorgehensweise durch die Berechnung neuer Regressionsgeraden und die Ermittlung neuer Grenzgeraden der Prädiktionsintervalle ermittelt.

Da der Zeitraum, in dem deutlich höhere Temperaturen aufgetreten sind, im Rahmen der vorliegenden Dauerüberwachung jedoch vergleichsweise kurz ist, können einige Messwerte auch mit den neu ermittelten Temperaturkorrekturfaktoren noch nicht hinreichend genau kompensiert werden. Um eine adäquate Bewertung der Messdaten vorzunehmen, wird zusätzlich der Zeitraum zur Ermittlung der Referenzgeraden (Referenzzeitraum) von ursprünglich zwölf Wochen auf 16 Wochen erweitert. Die Ermittlung der Prädiktionsintervalle erfolgt daran anschließend entsprechend der in Kap. 5.6.1 beschriebenen Vorgehensweise auf Grundlage des 5%-Quantil als zulässige Überschreitung der im Referenzzeitraum aufgetretenen Extremwerte. Im Folgenden sind die Messwerte für den gesamten Verlauf der Dauerüberwachung mit den jeweils neu ermittelten Referenzgeraden sowie den neu berechneten Prädiktionsintervallen für die bereits zuvor bei der Bewertung der Verstärkung herangezogenen Parameter dargestellt.

Messwert-Zeit-Diagramme (Ansatz a)

Die Auswertung der neu ermittelten Messwert-Zeit-Diagramme (Bild 5.43 bis Bild 5.45) belegt, dass die Optimierung der Prädiktionsintervalle durch die Anpassung der Temperaturkorrekturfaktoren die Messwertverläufe deutlich beeinflusst. Obwohl der Ansatz zur Ermittlung der Abstandsfaktoren zwischen den Extremwerten im Referenzzustand und den berechneten oberen und unteren Grenzwerten unverändert beibehalten wurde, liegen nun für alle hier exemplarisch dargestellten Parameter die im Anschluss an den Referenzzeitraum erfassten Messwerte innerhalb der definierten Prädiktionsintervalle. Zudem ist erkennbar, dass aufgrund der geänderten Temperaturkompensation der Unterschied in der Streubreite der Messwerte zwischen den Daten im Referenzzeitraum und den Messdaten nach dem Referenzzeitraum im Vergleich zur vorherigen Auswertung deutlich geringer ist.

Lediglich für die Auswertung der Rissbreitenänderungen über der Koppelfuge 2 (Bild 5.44) ist noch ein Einfluss der höheren Temperaturen anhand des ansteigenden Messwertverlaufs erkennbar. Es ist jedoch zu vermuten, dass sich dieser Einfluss bei einer andauernden

Messwertüberwachung und dem vorgestellten adaptiven Vorgehen zur Temperaturkompensation weiter reduzieren würde.

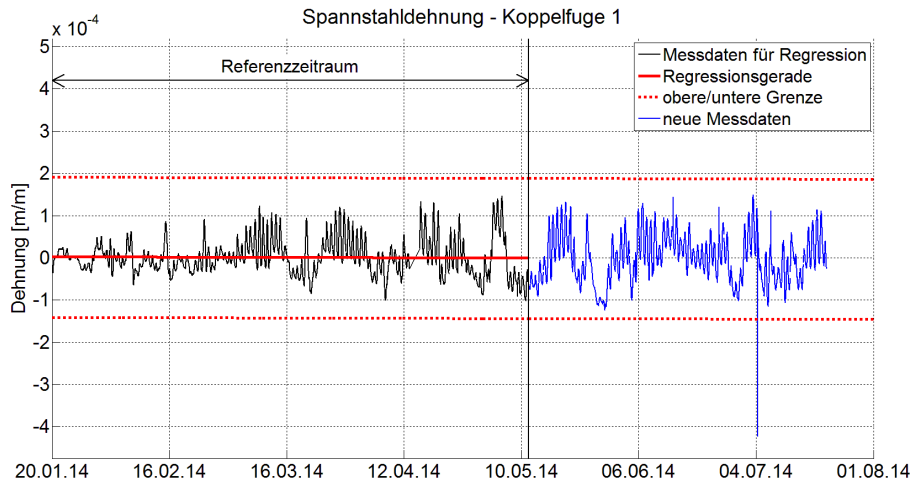


Bild 5.43: Korrigierte Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 im Messwert-Zeit-Diagramm

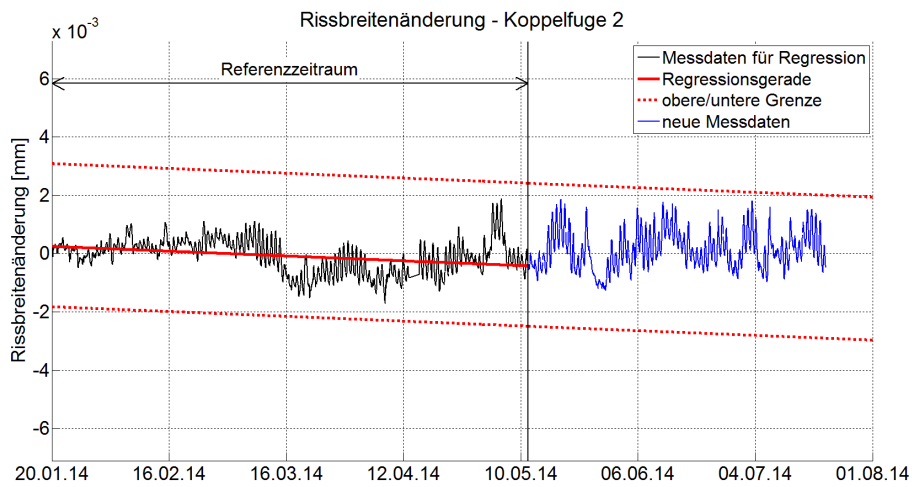


Bild 5.44: Korrigierte Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Rissbreitenänderung über der Koppelfuge 2 im Messwert-Zeit-Diagramm

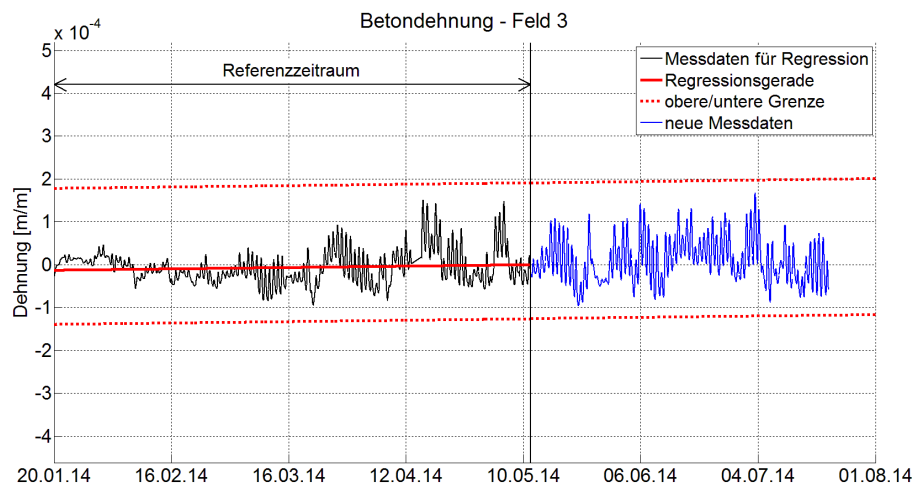


Bild 5.45: Korrigierte Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Betondehnung in Feldmitte des Feldes 3 im Messwert-Zeit-Diagramm

Streudiagramme (Ansatz b)

Die Ermittlung der neuen Streudiagramme erfolgt analog zur Ermittlung der zuvor beschriebenen Messwert-Zeit-Diagramme auf Grundlage der angepassten Temperaturkompensation und der Erweiterung des Referenzzeitraums. Die Auswertungen der exemplarisch dargestellten Streudiagramme in Bild 5.46 und Bild 5.47 belegen, dass alle nach dem Referenzzeitraum erfassten Messwerte innerhalb der optimierten Prädiktionsintervalle liegen. Auch hier wurde dabei der Ansatz zur Ermittlung der Abstandsfaktoren zwischen den Extremwerten im Referenzzustand und den berechneten oberen und unteren Grenzwerten unverändert beibehalten. Bei der Auswertung der Wechselwirkung zwischen der Rissbreitenänderung und der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 in Bild 5.46 ist die Streubreite der Messwerte für die Messdaten nach dem Referenzzeitraum im Vergleich zu den Messdaten im Referenzzeitraum lediglich entlang der X-Achse etwas angestiegen. Die Auswertung der Wechselwirkung zwischen der Betondehnung und der Rissbreitenänderung an der Koppelfuge 1 (Bild 5.47) zeigt, dass die Messdaten nach dem Referenzzeitraum im Vergleich zu den Messdaten im Referenzzeitraum sichtbar mehr entlang der Y-Achse streuen, sich aber noch innerhalb des definierten Prädiktionsintervalls befinden. Analog zu den Auswertungen der Messwert-Zeit-Diagramme ist zu vermuten, dass sich durch das adaptive Vorgehen zur Temperaturkompensation bei einer andauernden Messwernerfassung der Temperatureinfluss noch weiter reduzieren lässt.

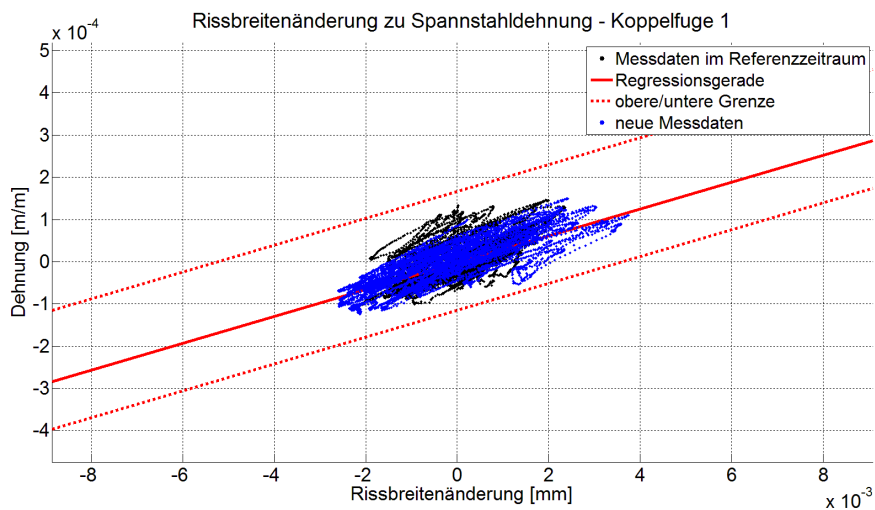


Bild 5.46: Korrigierte Überwachung der Funktionsfähigkeit anhand der Rissbreitenänderung und der Spannstahldehnung an der Koppelfuge 1 im Streudiagramm

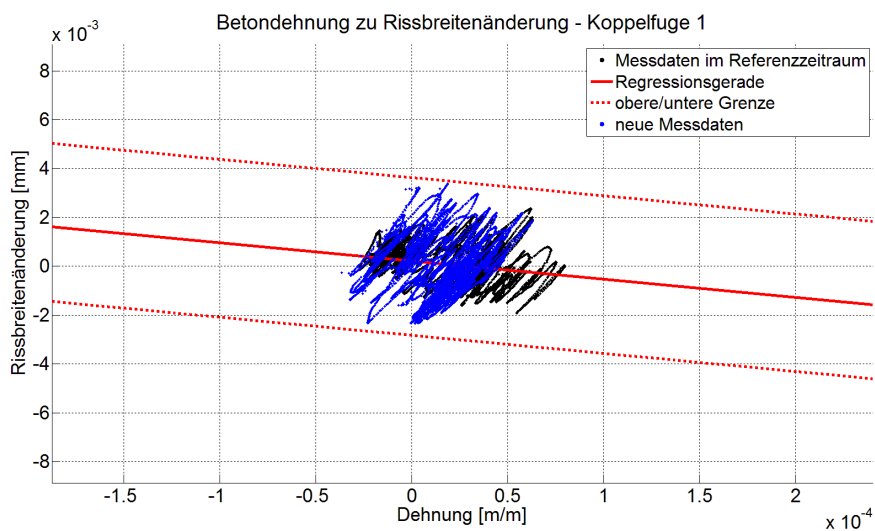


Bild 5.47: Korrigierte Überwachung der Funktionsfähigkeit der Betondehnung und der Rissbreitenänderung an der Koppelfuge 1 im Streudiagramm

6 Beurteilung des Überwachungskonzeptes und Erkenntnisgewinn

6.1 Allgemeines

Mit der Umsetzung des Überwachungskonzeptes im Rahmen der Pilotanwendung konnte gezeigt werden, dass der *indirekte Überwachungsansatz* zur Identifikation und Bewertung der vorgenommenen Brückenverstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung geeignet ist. Die Auswirkungen der zusätzlichen Vorspannung auf die Tragwerksreaktionen der Brücke konnten mit nahezu allen eingesetzten Messparametern (Spannstahldehnungen, Betondehnungen, Rissbreitenänderungen sowie Stahllaschendehnungen der vorhandenen Stahllaschen) zielsicher identifiziert bzw. beurteilt werden. Neben der kurzfristigen sowie langfristigen Überwachung und Beurteilung der Verstärkung konnten die erfassten Messdaten im Rahmen weiterer Untersuchungen zur Beurteilung der Wirksamkeit der vorhandenen Stahllaschen am Lastabtrag herangezogen werden [ScPe16].

6.1.1 Messdatenerfassung

Die dauerhafte Messdatenerfassung der zuvor beschriebenen Parameter erfolgte mit konventionellen Temperatur-, Dehnungs- und Wegsensoren an verschiedenen Messstellen im Inneren des Hohlkastens der Brücke. Die Auswertungen belegen, dass die aufgezeichneten Messdaten von jeder der drei Messstellen im Längssystem der Brücke für die Umsetzung des Überwachungskonzeptes geeignet sind. Der höhere Aufwand bei der Applikation der Sensorik zur Erfassung der Spannstahlspannungen (durch den Eingriff in die Bauwerksstruktur und das Öffnen der Koppelstellen sowie das Freilegen der Spanngliedverankerung) erscheint für die grundlegende Umsetzung des Überwachungskonzeptes nicht erforderlich. Für weitergehende Untersuchungen, insbesondere zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens der internen Spannglieder auf Grundlage der gemessenen Dehnungsänderungen, kann der Mehraufwand

jedoch durchaus gerechtfertigt sein (vgl. [Penk05]). Ein wichtiges Kriterium für die sich anschließende Messdatenauswertung auf Grundlage der Regressionsanalyse ist die zeitsynchrone Datenerfassung, die im Rahmen der Pilotanwendung durch das eingesetzte Messdatenerfassungssystem sichergestellt werden konnte. Die Messdatenfernübertragung vom zentralen Messrechner in der Brücke zu einem PC im Büro über den Funkstandard UMTS hat sich ebenso bewehrt wie der Fernzugriff auf den Messrechner mit den entsprechenden Möglichkeiten zur Kontrolle und Anpassung des Systems. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die zum Einsatz kommende Sensorik und das gesamte Datenerfassungssystem für jeden Anwendungsfall individuell auf die vorherrschenden Randbedingungen vor Ort abzustimmen ist. Dabei sind Systeme zu bevorzugen, die eine automatisierte Datenfernübertragungen gewährleisten und die Möglichkeit bieten, individuelle Alarmierungskonzepte für den Nutzer zu implementieren. Um einen möglichen Ausfall einzelner Sensoren zu kompensieren und unterschiedliche Messdaten eines Messparameters miteinander vergleichen zu können, sollte das Monitoringsystem zudem eine gewisse Redundanz aufweisen.

6.1.2 Messdatenvorverarbeitung

Für eine effiziente und einheitliche Bewertung der Verstärkungsmaßnahme anhand aufgezeichneter Messdaten ist die Datenvorverarbeitung von enormer Bedeutung. Dabei sind neben der Messdatenreduktion insbesondere die Kompensation der Verkehrs- und Temperatureinflüsse zu nennen. Hinsichtlich einer möglichen Reduktion von Messdaten hat sich gezeigt, dass die Ergebnisse eines bestimmten Messparameters an den unterschiedlichen Messstellen im Längssystem der Brücke (beispielsweise die Spannstahlspannungen an der Koppelfuge 1 und 2) nahezu identisch sind, sodass sich die Anzahl der eingesetzten Sensoren reduzieren lässt. Zudem ergeben sich weitere Optimierungsmöglichkeiten bei der Festlegung von Messintervallen (z. B. die Erfassung der Messdaten nur zu verkehrsreichen Zeiten) sowie der Messfrequenz. Die Verkehrskompensation und die damit verbundene Datenreduktion erfolgten zielführend mit Hilfe eines sogenannten Zentralwertfilters, der innerhalb bestimmter Zeitintervalle den Mittelwert der aufgetretenen Messwerte berechnet und ausgibt. Vor Beginn dieser Mittelwertbestimmung sollten jedoch offensichtliche Messwertausreißer herausgefiltert und eliminiert werden. Eine effektive Kompensation der Messwerte infolge des Temperatureinflusses ist hingegen deutlich komplexer. Der hier gewählte Ansatz besteht aus der Regressionsanalyse aller aufgezeichneten Messdaten mit den konstanten und linear über den

Querschnitt veränderlichen Temperaturanteilen. Aufgrund des teilweise sehr deutlichen Temperatureinflusses auf die Messwerte sind entsprechende Sensoren zur dauerhaften Temperaturerfassung im Rahmen einer Langzeitüberwachung unabdingbar. Besonders bei der dauerhaften Bewertung der Funktionsfähigkeit der Verstärkung hat sich gezeigt, dass eine möglichst exakte Ermittlung von Temperaturkompensationsfaktoren von entscheidender Bedeutung für das Überwachungskonzept ist. Dabei ist ein ausreichend langer Zeitraum zur Temperaturerfassung erforderlich, um ein möglichst großes Temperaturspektrum abzubilden. Für eine umfassende Berücksichtigung des Temperatureinflusses wäre beispielsweise die Erfassung über einen gesamten Jahreszyklus hinweg zielführend. Alternativ dazu ist ein adaptives Vorgehen möglich, bei dem die Temperaturkorrekturfaktoren während der laufenden Überwachung nach festgelegten Zeiträumen (z. B. monatliche Adaption) fortlaufend angepasst werden.

6.1.3 Messdatenanalyse

Den Kern des Überwachungskonzeptes stellt die Messdatenanalyse zur Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung (i) und die Überwachung und Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung (ii) dar. Die Auswertung der Messdaten erfolgt dabei hauptsächlich durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate im Rahmen einer linearen Regressionsanalyse. Hinsichtlich der kurzfristigen Überwachung (i) auf der Grundlage des Vergleichs von Regressionsgeraden, die innerhalb definierter Zeiträume vor und nach der Verstärkung berechnet wurden, ist die Kompensation des Temperatureinflusses vergleichsweise unproblematisch. Die Messwerte werden vor und nach der Verstärkung mit den jeweils in diesen Zeiträumen erfassten Temperaturen kompensiert und anschließend miteinander verglichen. Bei der langfristigen Überwachung (ii) werden auf Grundlage der Regressionsanalyse innerhalb eines Referenzzustandes Grenzwerte zur Definition von Prädiktionsintervallen ermittelt, die zur dauerhaften Bewertung der Funktionsfähigkeit dienen. Die Ermittlung der Temperaturkorrekturfaktoren erfolgt dabei zunächst innerhalb dieses Referenzzeitraums. Wie bereits zuvor beschrieben, ist jedoch für eine exakte Temperaturkompensation die Erfassung von Temperaturen über einen möglichst langen Zeitraum hinweg wünschenswert, sodass im Rahmen der hier durchgeführten Überwachung eine Anpassung der Temperaturfaktoren erforderlich wurde.

6.1.4 Planung und Umsetzung des Überwachungskonzeptes

Hinsichtlich der Planung und Umsetzung des Überwachungskonzeptes ist es grundsätzlich zielführend, das geplante Monitoringsystem bereits bei der Planung und Ausschreibung der Brückenverstärkung zu berücksichtigen. Somit können zum einen die Bauabläufe bei der Verstärkung auf das Überwachungssystem bzw. das Überwachungssystem auf die Bauabläufe der Verstärkung abgestimmt werden, zum anderen kann der Beginn der Messdatenerfassung deutlich früher (ausreichend langer Zeitraum vor der Verstärkung) erfolgen. Je eher die Messdatenerfassung vor der Verstärkung beginnt, desto besser können die Zustände vor und nach der Verstärkung und somit die Wirkung und Effektivität der Verstärkung beurteilt werden. Insbesondere bei der indirekten Überwachung, bei der nicht einzelne Bauteile des Verstärkungssystems, sondern die Tragwerksreaktionen der Brücke erfasst werden, können grundlegende Komponenten des Überwachungskonzeptes bereits vor der endgültigen Auswahl der geeigneten Verstärkungstechnik an der Brücke installiert werden.

6.2 Kurzfristige Überwachung

Die Identifikation des unmittelbaren Einflusses der Verstärkung auf das Tragverhalten (i) erfolgte anhand plötzlich auftretender Änderungen bzw. Sprünge in den Messdatenverläufen. Im Rahmen der Pilotanwendung lässt sich die sofortige Wirksamkeit der zusätzlichen externen Vorspannung während des Spannvorgangs bzw. zu den einzelnen Vorspannzeitpunkten anhand nahezu aller betrachteten Messparameter (Spannstahldehnungen, Stahllaschendehnungen und Betondehnungen) zuverlässig und mit vergleichsweise geringem Aufwand ohne weitergehende Messdatenauswertungen identifizieren. Für eine quantitative Bewertung der Wirksamkeit der Verstärkung und zur Erfassung mittelfristiger Effekte der Verstärkung in einem Zeitraum von etwa zwei bis drei Monaten nach dem Vorspannen wurden in einem zweiten, komplexeren Ansatz Messwerte durch Anwendung der Regressionsanalyse in definierten Zeiträumen vor und nach der Verstärkung miteinander verglichen. Anhand der ermittelten Regressionsgeraden beziehungsweise der Steigung der Regressionsgeraden konnte die Wirksamkeit der Verstärkung während der Pilotanwendung erfolgreich belegt werden, ohne jedoch einzelne Vorspannzeitpunkte identifizieren zu können. Dabei hat sich gezeigt, dass die Auswahl der Messparameterkombination bei der Regressionsanalyse

von entscheidender Bedeutung für eine eindeutige Interpretation und Bewertung der Messdaten ist. So lieferten unterschiedliche Kombinationen von Messparametern auch unterschiedliche Ergebnisse hinsichtlich der prozentualen Reduktion der Geradensteigung vor und nach der Verstärkung. Die Auswahl geeigneter Parameterkombinationen ist für jeden Anwendungsfall und für das jeweils vorliegende Bauwerk individuell vorzunehmen.

6.3 Langfristige Überwachung

Die Überwachung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung (ii) wurde auf der Grundlage eines Referenzzustandes nach der Verstärkung vorgenommen. Anhand von Regressionsgeraden wurden sogenannte Prädiktionsintervalle mit zugehörigen Grenzwerten bzw. Grenzgeraden definiert, anhand derer eine mögliche Abnahme der Wirksamkeit der Verstärkung beurteilt werden kann. Die Bewertung erfolgte dabei zum einen anhand einzelner Messparameter, die im zeitlichen Verlauf in Messwert-Zeit-Diagrammen ausgewertet wurden, zum anderen anhand von geeigneten Parameterkombinationen, die zeitunabhängig in sogenannten Streudiagrammen dargestellt wurden. Die Pilotanwendung hat gezeigt, dass die Temperaturkompensation der Messwerte für beide Ansätze von entscheidender Bedeutung für eine zielführende Beurteilung der Verstärkung ist. Aufgrund des großen Einflusses der Temperaturen, insbesondere in den Sommermonaten mit Temperaturen, die deutlich über den Temperaturen innerhalb des Referenzzeitraums lagen, musste eine Optimierung der Temperaturkorrekturfaktoren vorgenommen werden. Auf der Basis der adaptierten Temperaturkompensation wurden die Regressionsgeraden sowie die Prädiktionsintervalle neu berechnet. Anhand der ausgewerteten Messparameter bzw. Messparameterkombinationen lässt sich die dauerhafte Verstärkung sowohl anhand der Messwert-Zeit-Diagramme als auch anhand der Streudiagramme zielführend beurteilen. Wie bereits zuvor beschrieben, ist die Auswahl geeigneter Parameterkombinationen für jeden Anwendungsfall und für das jeweils vorliegende Bauwerk individuell vorzunehmen. Insgesamt ist festzustellen, dass sich die nach dem Referenzzeitraum erfassten Messwerte alle innerhalb der definierten Grenzwerte befinden, sodass keine Abnahme der Funktionsfähigkeit der Verstärkung im Überwachungszeitraum anhand der Messwerte erkennbar ist.

In Bild 6.1 sind die wesentlichen Aspekte des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten und prototypisch umgesetzten Überwachungskonzeptes abschließend veranschaulicht.

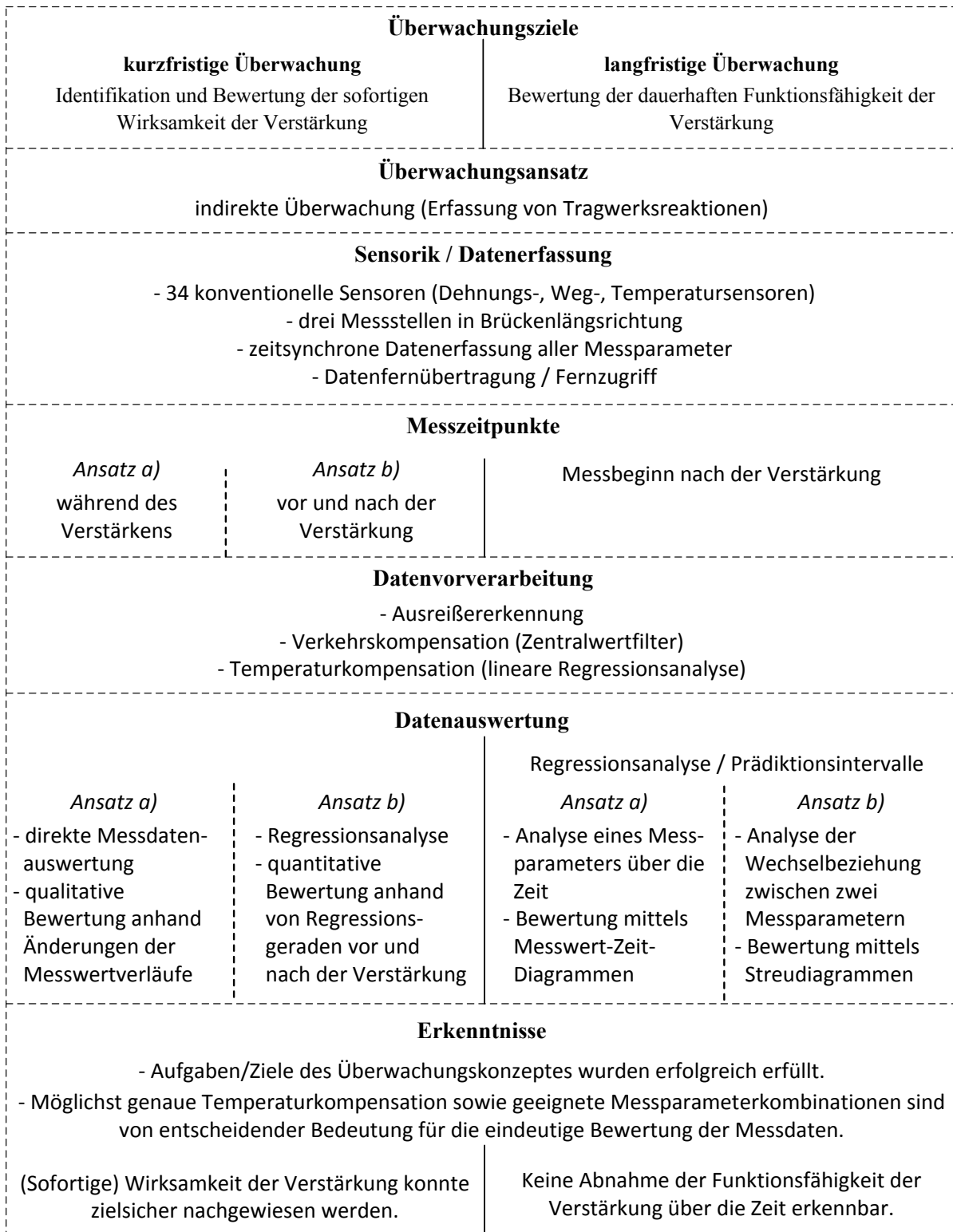


Bild 6.1: Grundlegende Aspekte des Überwachungskonzeptes

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurden zwei Themenschwerpunkte behandelt, die dem Erkenntnisgewinn hinsichtlich der Planung, Umsetzung und Überwachung zukünftiger Instandsetzungs- und Verstärkungskonzepte im Rahmen eines effizienten Erhaltungsmanagements von Massivbrücken dienen.

Im Anschluss an die Darstellung des Stands der Technik hinsichtlich der Zustandsbewertung von Brücken, Methoden der Risikobewertung, Grundlagen der Bauwerksüberwachung (Monitoring) sowie Möglichkeiten der Messdatenanalyse erfolgte zunächst eine Evaluierung des generellen Verstärkungsbedarfs des Brückenbestandes im Zuge der Bundesfernstraßen auf der Grundlage einer Risikoanalyse. Den Ausgangspunkt der Risikobewertung stellen tatsächlich aufgetretene Schäden an etwa 1.200 Massivbrücken (Stahlbeton- und Spannbetonbrücken) dar. Dabei erfolgte die Auswertung explizit für Brückenkategorien, die besonders häufig im Gesamtbrückenbestand auftreten und die hinsichtlich maßgebender Kriterien, wie beispielsweise dem Baujahr, der Zustandsnote und der Brückenklasse, den Bestand repräsentativ abbilden. Die Anwendung und der Vergleich von unterschiedlichen Ansätzen bei der Risikobewertung haben gezeigt, dass sich der grundsätzliche Verstärkungsbedarf der untersuchten Brückenkategorien, insbesondere mit Hilfe der Risikozahl, zielführend abgrenzen und evaluieren lässt. Die Auswertungen haben ergeben, dass alle betrachteten Brückenkategorien mit einem Baujahr vor 1967 grundsätzlich verstärkungsbedürftig sind und Brücken, die nach 1980 gebaut wurden, keiner grundsätzlichen Verstärkung bedürfen. Die Auswertung der durchschnittlichen Schadenszahl, welche die Brücken innerhalb einer Kategorie aufweisen, hat gezeigt, dass bei Brücken mit vielen Schäden auch ein grundsätzlich hohes Verstärkungsrisiko besteht. Im Gegensatz dazu kann das Risiko für eine Verstärkung bei Brücken mit wenigen Schäden jedoch nicht generell als gering eingestuft werden.

Im Weiteren wurden die maßgeblichen Ursachen für die tragfähigkeitsrelevante Verstärkung von Brücken erarbeitet. Die Gründe lassen sich dabei in drei Aspekte unterteilen. Diese sind der schlechte Bauwerkszustand, die erhöhten Anforderungen an die Tragfähigkeit infolge der deutlichen Verkehrszunahmen sowie die Weiterentwicklung der Regelwerke und Vorschriften im Brückenbau. Daran anknüpfend erfolgte eine systematische Aufbereitung und Bewertung unterschiedlicher Verstärkungsverfahren bzw. -techniken (externe Vorspannung, geklebte Bewehrung, Ortbetoneergänzung usw.), die im Rahmen von Brückenverstärkungen zur Anwendung kommen und sich in der Praxis bewährt haben.

Im Anschluss an die Darstellung der grundlegenden Notwendigkeiten und Möglichkeiten der Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen wurden zwei unterschiedliche Überwachungsansätze – *direkte und indirekte Überwachung* – konzipiert. Der Unterschied zwischen den beiden Ansätzen besteht grundsätzlich darin, dass die Überwachung beim direkten Ansatz anhand der einzelnen Komponenten einer Verstärkungstechnik mit Hilfe entsprechender Messparameter erfolgt, wohingegen die Überwachung beim indirekten Ansatz anhand der Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten der Brücke durch die Erfassung von Tragwerksreaktionen erfolgt. Letzteres setzt voraus, dass die vorgesehene Verstärkung das Tragverhalten der Brücke lokal oder global beeinflusst und diese Veränderungen anhand entsprechender Messparameter erfasst werden können. Insbesondere bei der direkten Überwachung ist eine detaillierte Kenntnis der Komponenten der Verstärkungstechnik von entscheidender Bedeutung für die Umsetzung. Vor diesem Hintergrund sind die Möglichkeiten und Grenzen der messtechnischen Umsetzung für unterschiedliche Verstärkungstechniken detailliert analysiert worden. Es wurde herausgestellt, welche Verstärkungen sich grundsätzlich zur Überwachung eignen, bei welchen Verstärkungen eine Überwachung sinnvoll ist und bei welchen Verstärkungen eine Überwachung nicht zielführend erscheint. Dabei zeigte sich, dass sich insbesondere die beiden häufig zum Einsatz kommenden Verstärkungstechniken der zusätzlichen externen Vorspannung und der geklebten Bewehrung sowohl für den direkten als auch den indirekten Überwachungsansatz eignen und ein Erkenntnisgewinn durch die Überwachung zu erwarten ist. Daraufhin erfolgte die konkrete Konzeption eines *indirekten Überwachungsansatzes* mit den Zielen einer kurzfristigen Überwachung (i) zur Identifikation und Beurteilung der unmittelbaren Wirksamkeit der Verstärkung sowie einer langfristigen Überwachung (ii) zur Beurteilung der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Verstärkung. Die

grundsätzliche Methode des Überwachungsansatzes stellt eine Grenzwertüberwachung dar. Bei der Überwachung von Bestandsbauwerken besteht dabei grundsätzlich das Problem in der konkreten Definition von Grenzwerten aufgrund des unbekanntem Ausgangszustandes. Das in dieser Arbeit entwickelte Vorgehen ermöglicht es jedoch, Grenzwerte auf der Basis von Messdaten in vorgegebenen Referenzzeiträumen durch den Einsatz nichtphysikalischer Messdatenanalyseverfahren zu bestimmen. Innerhalb der dazu erforderlichen Regressionsanalysen kommt die Methode der kleinsten Fehlerquadrate zum Einsatz.

Die Anwendung und prototypische Umsetzung des entwickelten Überwachungskonzeptes erfolgte im Rahmen einer Verstärkungsmaßnahme mit externer Vorspannung an einer 196 m langen Spannbeton-Hohlkastenbrücke. Im Anschluss an die Adaption des Überwachungskonzeptes an die spezifischen Randbedingungen der Brücke und der Dokumentation der messtechnischen Umsetzung wurde die Messdatenauswertung mit dem Programmsystem Matlab® vorgenommen. Die Beurteilung der Funktion und Zuverlässigkeit des entwickelten Überwachungssystems wurde anhand der zuvor erarbeiteten kurzfristigen sowie langfristigen Überwachung im Rahmen eines indirekten Ansatzes realisiert. Bei der kurzfristigen Überwachung (i) konnten sowohl anhand der direkten Auswertung von Messdatenverläufen als auch anhand von Regressionsanalysen von Messwerten, die in definierten Zeiträumen vor und nach der Verstärkung erfasst wurden, das Vorspannen der einzelnen Spannglieder sowie die Wirksamkeit der Verstärkung identifiziert und bewertet werden. Bei der langfristigen Überwachung (ii) zeigte sich, dass sich das entwickelte Konzept zum einen durch die Messwertanalyse eines Parameters in einem Messwert-Zeit-Diagramm, zum anderen durch die Regressionsanalyse von zwei voneinander unabhängigen Messparametern in einem Streudiagramm grundsätzlich für die dauerhafte Beurteilung der Funktionsfähigkeit einer Verstärkung eignet. Den Kernpunkt stellte dabei die Festlegung bzw. Berechnung von Grenzfunktionen und Prädiktionsintervallen aus den erfassten Messwerten dar. Aufgrund des starken Einflusses der Temperatur auf die Tragwerksreaktionen und aufgrund des vergleichsweise kurzen Referenzzeitraums zur Ermittlung der erforderlichen Temperaturkorrekturfaktoren musste eine Optimierung der zunächst berechneten Prädiktionsintervalle vorgenommen werden. Ein adaptives Vorgehen bei der Ermittlung der Temperaturkorrekturfaktoren sowie die Ausweitung des Referenzzustandes führten dazu, dass neue Grenzwerte zur Beurteilung der Verstärkung ermittelt werden konnten. Insgesamt wurde mit der Pilotanwendung gezeigt,

dass sich das entwickelte Konzept unter Berücksichtigung der dargestellten Randbedingungen sowie der erforderlichen Anpassungen als geeignete Methode zur Überwachung und Bewertung der Verstärkungsmaßnahme erwiesen hat. Die Wirksamkeit der externen Vorspannung konnte durch den Einfluss auf die betrachteten Tragwerksreaktionen zuverlässig belegt werden. Zudem hat sich im Verlauf der Überwachung anhand der aufgezeichneten Messwerte keine Reduktion der Funktionsfähigkeit der externen Vorspannung gezeigt.

7.2 Ausblick

Im Rahmen der Evaluierung des Verstärkungsbedarfs bestehender Massivbrücken konnten anhand der Risikobewertungen auf Grundlage der untersuchten Bauwerks- und Schadensdaten keine eindeutigen Tendenzen hinsichtlich des Brückentyps bzw. der Querschnittsform oder des Baustoffs (Stahlbeton, Spannbeton) festgestellt werden. Durch weitergehende Risikoauswertungen und detailliertere Unterteilungen unterschiedlicher Brückenkategorien können möglicherweise zusätzliche Erkenntnisse für weitere Unterscheidungsmerkmale von Brücken gewonnen werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Anzahl von Brücken und zugehörigen Brückenschäden, auf denen die Analyse basiert, innerhalb einer Brückenkategorie noch ausreichend groß sein muss, um die Wahrscheinlichkeit des Schadenseintritts adäquat mit den realen Auftretenshäufigkeiten abbilden zu können. Insgesamt kann die Evaluierung des Verstärkungsbedarfs von Brücken auf Grundlage der vorgestellten Risikobewertung beispielsweise durch eine Erweiterung der Datenbasis weitergeführt werden. Dabei ist auch die Entwicklung eines automatisierten Vorgehens unter Berücksichtigung entsprechender Datenformate denkbar. Zudem sollten die Ergebnisse der Risikobewertung als Erweiterung der Datenbasis und als Entscheidungshilfe, ob eine Brücke verstärkt werden muss, in das Erhaltungsmanagement von Brückenbauwerken einfließen. In weiterführenden Arbeiten kann beispielsweise ein konkretes Verfahren mit geeigneten Schnittstellen entwickelt werden, das es ermöglicht, die Erkenntnisse in das Erhaltungsmanagement bzw. Bauwerks-Management-System (BMS) einzubinden. Auch im Hinblick auf das entwickelte Überwachungskonzept für Verstärkungsmaßnahmen sollte evaluiert werden, in wieweit und in welcher Form die Erkenntnisse als Erweiterung der Wissensbasis in das Erhaltungsmanagement einfließen können.

In weiterführenden Arbeiten sollte das Überwachungskonzept zur Optimierung und zur Evaluierung der Übertragbarkeit im Rahmen weiterer Verstärkungsmaßnahmen und bei der Anwendung anderer Verstärkungstechniken zum Einsatz kommen. Da in der vorliegenden Arbeit die Festlegung von Referenzzeiträumen durch die vorgegebene Überwachungsdauer und durch den vorgegebenen Zeitpunkt der Verstärkungsarbeiten eingeschränkt war, wäre es zudem von Interesse, die Überwachung über einen längeren Zeitraum von beispielsweise einem Jahr hinweg durchzuführen. Insbesondere bei der Ermittlung von Grenzfunktionen und Prädiktionsintervallen auf Basis der Regressionsanalyse ist ein ausreichend langer Referenzzeitraum (wie bei allen nichtphysikalischen Methoden) von entscheidender Bedeutung, sodass bei der zeitlichen Ausweitung des Konzeptes weitere Erkenntnisgewinne zu erwarten sind. Auch hinsichtlich der Kompensation des Temperatureinflusses auf die Tragwerksreaktionen wäre die Erfassung von Messwerten über einen ganzen Jahreszyklus hinweg wünschenswert. Zudem ist weiteres Potenzial in der Ermittlung der Temperaturkorrekturfaktoren zu sehen. Insbesondere bei kurzen Überwachungszeiträumen ist der Temperatureinfluss auf Basis der gewählten linearen Regressionsanalyse nicht immer hinreichend genau abzubilden. Ein möglicher Ansatz zur Verbesserung der Temperaturkompensation stellt die nichtlineare Regressionsanalyse dar. Es ist vorstellbar, dass durch eine nichtlineare Regression insbesondere stark schwankende Messwerte innerhalb von kurzen Überwachungszeiträumen deutlich besser durch nichtlineare Funktionen angenähert werden können. Auf diese Weise würden sich die Korrekturfaktoren zur Kompensation des Temperatureinflusses schneller und exakter bestimmen und die Grenzfunktionen zur Bewertung der Messwerte präziser berechnen lassen.

Insgesamt ergibt sich weiterer Forschungsbedarf bei der Entwicklung von Konzepten zur Quantifizierung der Effektivität und der Funktionsfähigkeit von Verstärkungen sowie der Beurteilung in Hinblick auf die Restnutzungsdauer der Brücke. Ein abschließendes Ziel kann die Entwicklung einer automatisierten Anwendung zur Bewertung von Brückenverstärkungen in Form einer Softwarelösung darstellen. Dabei sollte die Anwendung zum einen grundsätzlich universell einsetzbar, zum anderen anhand entsprechender Parameter an die spezifischen Besonderheiten vor Ort adaptierbar sein.

8 Literaturverzeichnis

- [Adam03] Adamy, J.: Fuzzy Logik, Neuronale Netze und Evolutionäre Algorithmen. Skript zur Vorlesung, TU Darmstadt, 5. Auflage, 2003.
- [AnMF06] Andrä, H.-P.; Maier, M.; Fischer, M.: Brückenverstärkung und -instandsetzung durch externe Carbon-Vorspannung. Tagungsbeitrag: 2. Symposium Verstärken von Brücken und Hochbauten, Bochum, 2006.
- [ASCE11] ASCE SEI Committee on Structural Identification of Constructed Systems: Structural Identification (St-Id) of Constructed Facilities – Approaches, Methods and Technologies for Effective Practice of St-Id. State-of-the-Art Report, 2011.
- [BaEP08] Backhaus, K.; Erichson, B.; Plinke, W.; Weiber, R.: Multivariate Analysemethoden – Eine anwendungsorientierte Einführung. 12. Auflage, Springer-Verlag, 2008.
- [BaEW11] Backhaus, K.; Erichson, B.; Weiber, R.: Fortgeschrittene Multivariate Analysemethoden – Eine anwendungsorientierte Einführung. 1. Auflage, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2011.
- [BAuA15] Bundesanstalt für Arbeitsschutz und Arbeitsmedizin: Unterstützungsmodul Risikobeurteilung. URL: <http://www.baua.de>, letzter Zugriff: 28.08.2015.
- [Baum10] Baumhauer, A.: Beurteilung geschädigter Brückenbauwerke unter Berücksichtigung unscharfer Tragwerksparameter. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr München, 2010.
- [BeWe09] Bergmeister, K.; Wendner, R.: Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken. In: Betonkalender 2010, S. 246-290, Ernst & Sohn, Berlin, 2009.

- [BeMÖ15] Bergmeister, K.; Mark, P.; Österreicher, M. et al.: Innovative Monitoringstrategien für Bestandsbauwerke. In: Betonkalender 2015, Teil 1 - Bauen im Bestand, Brücken. Ernst & Sohn, 2015.
- [Blas01] Blaschko, M. A.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 8/2001, Technische Universität München, 2001.
- [BMV93] Bundesministerium für Verkehr (BMV): Empfehlung zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden, Ausgabe Juli 1993.
- [BMVBS11a] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011.
- [BMVBS11b] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion), Ausgabe 06/2011.
- [BMVBS13] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen. Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages, Berlin, 2013.
- [BMVI14] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): Verkehrsinvestitionsbericht für das Berichtsjahr 2012. Deutscher Bundestag, Drucksache 18/580, Februar 2014.
- [Borc05] Borchert, K.: Zeit- und temperaturabhängiges Systemverhalten von Klebebewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S2), 2005, S. 25-28.
- [Bram10] Braml, T.: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Prüfungen am Bauwerk. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 2010.

- [BrKB11a] Braml, T.; Keuser, M.; Bergmeister, K.: Grundlagen und Entwicklung von stochastischen Modellen zur Beurteilung der Schädigung von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Bauwerksprüfungen. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, Ernst & Sohn, 2011.
- [BrKB11b] Braml, T.; Keuser, M.; Bergmeister, K.: Entwicklung eines baupraktischen Näherungsverfahrens zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Bauwerksprüfungen. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, Ernst & Sohn, 2011.
- [BVWP16] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): Bundesverkehrswegeplan 2030 (BVWP 2030). Der Bundesverkehrsminister, August 2016.
- [CaHa74] Calinski, R.; Harabasz, J.: A dendrite methode for cluster analysis. Communications in Statistics (Volume 3), 1974, S. 1-27.
- [CoDö13] Cottin, C.; Döhler, S.: Risikoanalyse – Modellierung, Beurteilung und Management von Risiken mit Praxisbeispielen. 2., überarbeitete Auflage, Springer Spektrum, Wiesbaden, 2013
- [Cold13] Colditz, B.: Brückenertüchtigung – eine notwendige Voraussetzung für ein zuverlässiges Fernstraßennetz. Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium - Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, Dresden, 2013.
- [Cran05] von Cranach, S.: Überwachung von Verstärkungsmaßnahmen bestehender Brückenbauwerke. In: Massivbau in ganzer Breite, Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch, Förderverein Massivbau der TU München e.V., 2005, S. 195-200.
- [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.

- [CuPr03] Curbach, M.; Proske, D.: Methodik der Risikountersuchung. In: 1. Dresdner Probabilistik-Symposium – Sicherheit und Risiko im Bauwesen. Dresden, 2003.
- [CuPr04] Curbach, M.; Proske, D.: Risikountersuchung am Beispiel historischer Brücken unter Schiffsanprall. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 12, Ernst & Sohn, 2004.
- [DAfStb00] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“. Beuth Verlag, 2000
- [DAfStb467] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht. Heft 467, Beuth Verlag, 1996.
- [DAfStb73] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie „Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045:1972-01“. Beuth Verlag, 1973.
- [DAfStb12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [DeBH08] Demuth, H.; Beale, M.; Hagan, M.: Neural network toolbox 6. MATLAB User`s guide, 2008.
- [DeLL06] Desjardins, S.L., Londono, N.A., Lau, D.T., Khoo, H.: Real-Time Data Processing, Analysis and Visualization for Structural Monitoring of Confederation Bridge. Advances in Structural Engineering, Vol. 9, No. 1, 2006, S. 141-157.
- [DiFN08] Diday, E.; Fraiture-Noirhomme, M.: Symbolic Data Analysis and the SODAS Software. John Wileys & Sons, England, 2008.
- [DIN1055] DIN 1055-100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 03/2001.

- [DIN1076] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 11/1999.
- [DIN4227] DIN 4227-1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton, mit beschränkter und voller Vorspannung, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 12/1979.
- [DINFB101] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 03/2009.
- [DINFB102] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 03/2009.
- [EbFr12] Ebert, C.; Friedmann, H.: Brückenüberwachung zur Lebensdaueroptimierung – Technische Voraussetzungen und messtechnische Umsetzung. Bautechnik 89, 2012, S. 29-33.
- [EbMü12] Ebert, C.; Müller, D.: Bauwerksüberwachung – Messaufnehmer und Messverfahren. VDI Wissensforum: Bauwerksüberwachung – Konzepte, Sensorik, Bewertungsverfahren und Anwendungen, Kassel, 2012.
- [EC0] DIN EN 1990 (Eurocode 0): Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 12/2010.
- [EC1-1-5] DIN EN 1991-1-5 (Eurocode 1): Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 12/2010.
- [Eich03] Eichinger, E.M.: Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken mit Hilfe probabilistischer Methoden. Dissertation, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien, 2003.
- [Fabe05] Faber, M.H.: Risk and Safety in Civil Engineering. Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zürich, 2005.

- [Fakh16] Fakhouri, A.: Intelligente Brücke – Teilrealisierung im duraBASt-Areal. In: Tagungshandbuch 2. Brückenkolloquium – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern 2016.
- [FaKL09] Fahrmeir, L.; Kneib, T.; Lang, S.: Regression: Modelle, Methoden und Anwendungen. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2009.
- [FaLT05] Fang, X.; Luo, H.; Tang, J.: Structural damage detection using neural network with learning rate improvement. Computers and Structures 83, 2005, S. 2150-2161.
- [FaQi11] Fan, W.; Qiao, P.: Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study. Structural Health Monitoring 10, 2011, S. 83-111.
- [Farm67] Farmer, F. R.: Siting-Criteria – a new approach. Atom 128, 1967, S. 152-170.
- [FeKY04] Feng, M.Q.; Kim, D. K.; Yi, J.-H.; Chen, Y.: Baseline models for bridge performance monitoring. Journal of Engineering Mechanics, Volume 130 (5), 2004, S. 562-569.
- [Finc12] Finckh, W.: Einfluss bauteilspezifischer Effekte auf die Bemessung von mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2012.
- [FrMo96] Friswell, M. I.; Mottershead, J.E.: Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Kluwer Academic Publishers, 1996.
- [FrVB14] Freundt, U.; Vogt, R.; Böning, S.; Michael, D.: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustandes von Brückenbauwerken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 106, 2014.
- [Gord99] Gordon, A. D.: Classification. Monographs on Statistics and Applied Probability 82, 2nd Edition, Chapman & Hall/CRC, 1999.
- [GrDS06] Graubner, C.-A.; Duda, H.; Spengler, M.: Messverfahren und deren praktische Anwendung. In: Sicherheitsgewinn durch Monitoring? – Zum 65. Geburtstag

- von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl. Freunde des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt e.V., 2006.
- [GrKr06] Große, C.; Krüger, M.: Drahtlose Sensortechnik für die Dauerüberwachung von Bauwerken. In: Sicherheitsgewinn durch Monitoring? – Zum 65. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl. Freunde des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt e.V., 2006.
- [Haar99] Haardt, P.: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 22, 1999.
- [Hank00] Hankers, C.: Möglichkeiten zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen. Beton- und Stahlbeton 95 (9), 2000, S. 531-536.
- [Hans04] Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation, Berichte des Instituts für Massivbau Band 2, Leibniz Universität Hannover, Fraunhofer IRB Verlag, 2013.2004.
- [Hans14] Hansen, M.: Monitoringgestützte Risikobewertung bestehender Massivbauwerke. Habilitationsschrift, Berichte des Instituts für Massivbau Band 10, Leibniz Universität Hannover, Fraunhofer IRB Verlag, 2014.
- [Have00] Haveresch, K.: Verstärkung älterer Spannbetonbrücken mit Koppelfugenrissen. Beton- Stahlbetonbau 95 (8), 2000, S. 452-460.
- [Have11] Haveresch, K.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2), 2011, S. 89-102.
- [HeKa13] Hegger, J.; Karakas, A.: Verstärken von Brücken- und Ingenieurbauwerken. Analyse möglicher Verstärkungsverfahren für Betonbrücken im Expertensystem – Modul II. BASt-Abschlussbericht FE 15.0478/2009/DRB, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2013 (unveröffentlicht).
- [Hell11] Heller, M. H.: 30-Tonnen-Klotz sorgt rund um die A 45 für Chaos. Online-Artikel vom 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).

- [HeSc12] Hering, E.; Schönfelder, G.: Sensoren in Wissenschaft und Technik – Funktionsweise und Einsatzgebiete. 1.Auflage, Vieweg + Teubner, Wiesbaden, 2012.
- [HoOR10] Hotop, R.; Ochs, S.; Ross, T.: Überwachung von Anlageteilen – Neues Werkzeug ermöglicht Statusermittlung. Atp edition 6, 2010, S. 24-31.
- [Karc16] Karczewski, B.: Strukturidentifikation von Massivbrücken auf Grundlage einer Dauerüberwachung. Dissertation, Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen, 2016.
- [Klee04] Klees, M.: Sachstandsbericht zur Bemessung von Bauteilen mit Klebeverstärkung. Diplomarbeit, Massivbau und Baukonstruktionen, Technische Universität Kaiserslautern, 2004.
- [KrGr10] Krüger, M.; Große, C.: Einsatz von Sensorik an Brückenbauwerken. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 88.0001/2009. Universität Stuttgart, TTI GmbH Stuttgart, TGU Smartmote, 2010.
- [Krie06] Kriesel, D.: Ein kleiner Überblick über Neuronale Netze. Vorlesungsskript, Rheinische Friedrich-Wilhelms-Universität Bonn, 2006.
- [LiGH09] Liebig, J.P.; Grünberg, J.; Hansen, M.: Monitoring von Spannbetonbrücken – Auswirkung zunehmenden Schwerverkehrs. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 6, 2009, S. 368-371.
- [Lind09] Lindemann, S.: Model Updating an einem biegeelastischen Rotor. Dissertation, Berichte des Instituts für Mechanik 1/2009, Universität Kassel, 2009.
- [LiRa05] Liszkai, T.R.; Raich, A. M.: Solving Inverse Problems in Structural Damage Identification using Advanced Genetic Algorithm Representations. Tagungsband: 6th World Congress of Structural and Multidisciplinary Optimization, Rio de Janeiro, Brasilien, 2005.

- [Luba09] Lubasch, P.: Identifikation von Verkehrslasten unter Einsatz von Methoden des Soft Computing. Dissertation, Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen, 2009.
- [Marw10] Marwala, T.: Finite-Element-Model Updating Using Computational Intelligence Techniques – Applications to Structural Dynamics. Springer-Verlag, London, 2010.
- [Marz16] Marzahn, G.: Neubau- und Erhaltungsstrategien für Brücken im Bundesfernstraßennetz. Tagungsband: Brückenbau im Focus, Ingenieurakademie West e.V., Essen, 2016.
- [Mata11] Mata, J.: Interpretation of Concrete Dam Behavior with Artificial Neural Network and Multiple Linear Regression Models. Engineering Structures 33, 2011, S. 903-910.
- [MeHe10] Meruane, V.; Heylen, W.: Damage Detection with Parallel Genetic Algorithms and Operational Modes. Structural Health Monitoring Vol. 9 (6), 2010, S. 481-496.
- [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, Berlin Heidelberg, 2011.
- [Möss12] Mössner, T.: Risikobeurteilung im Maschinenbau. Abschlussbericht zum Projekt F 2216 „Risikobeurteilung von Produkten – Empfehlungen zur Vorgehensweise, Beurteilungskriterien und Beispiele“, Bundesanstalt für Arbeitsschutz und Arbeitsmedizin, Dortmund/Berlin/Dresden, 2012.
- [MüRS06] Müller-Rochholz, J.; Recker, C.; Schaper, G.: Langjährige Messung von Kraft- und Verformungsgrößen in Neotopf-Gleitlagern einer Spannbetonstraßenbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 101 (12), 2006, S. 943-949.

- [NABau81] Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 1981.
- [NaKK96] Nauck, D.; Klawonn, F.; Kruse, R.: Neuronale Netze und Fuzzy-Systeme. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft, Wiesbaden, 1996.
- [Naum11] Naumann, J.: Brückenertüchtigung jetzt – Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Heft 22, 2011.
- [NaWa12] Naser, A.; 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.
- [NiWK02] Ni, Y.Q.; Wang, B.S.; Ko, J.M.: Constructing input vectors to neural networks for structural damage identification. *Smart Materials and Structures*, Volume 11 (6), 2002, S. 825-833.
- [OnBG05] Onken, P.; vom Berg, W.; Neubauer, U.: Verstärkung der West Gate Bridge Melbourne, *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2), 2002, S. 94-104.
- [Papu08] Papula, L.: *Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Band 3: Vektoranalysis, Wahrscheinlichkeitsrechnung, Mathematische Statistik, Fehler- und Ausgleichsrechnung.* 5. Auflage, Vieweg + Teubner, 2008.
- [Penk05] Penka, E.: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessung. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2005.
- [Petr04] Petryna, Y.: Schädigung, Versagen und Zuverlässigkeit von Tragwerken des Konstruktiven Ingenieurbaus. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität-Bochum, Heft 2004-2, Shaker Verlag, 2004.

- [PeZH07] Penka, E.; Zilch, K., Hennecke, M.: Bestimmung der Vorspannkraft externer Spannglieder durch dynamische Messungen. Münchener Massivbau-Seminar, 2008.
- [Piep05] Pieplow, K.: Untersuchungen zum Tragverhalten CFK-verstärkter Stahlbetonbauteile. Dissertation, Institut für Bauingenieurwesen, Technische Universität Berlin, 2005.
- [Pros04] Proske, D.: Katalog der Risiken – Risiken und ihre Darstellung. Eigenverlag, Dresden, 2004.
- [Rack00] Rackwitz, R.: The Basis of Code Making and Reliability Verification. Structural Safety Vol.22 No.1, 2000.
- [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.
- [Renn89] Renn, O.: Risikowahrnehmung – Psychologische Determinanten bei der intuitiven Erfassung und Bewertung von technischen Risiken. In: Hosemann, G.: Risiko in der Industriegesellschaft. S. 167-192, Erlangen/Nürnberg, 1989.
- [Retz11] Retze, U.: Beispielhafte Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 2011.
- [ReWe11] Rey, G.D.; Wender, K.F.: Neuronale Netze – Eine Einführung in die Grundlagen, Anwendungen und Datenauswertung. Verlag Hans Huber, 2011.
- [Riad06] Überwachung der Vorspannkraft Externer Spannglieder mit Hilfe der Modalanalyse. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität Kassel, 2006.
- [RI-PRÜF03] Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 03/2013.

- [Ritt11] Ritter, F.: Lebensdauer von Bauteilen und Bauelementen. Modellierung und praxisnahe Prognose. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie, Technische Universität Darmstadt, 2011.
- [Ruck12] Ruckstuhl, A.: Einführung in die nichtlineare Regression. Institut für Datenanalyse und Prozessdesign, Züricher Hochschule für Angewandte Wissenschaften, Zürich, 2012.
- [SaKR08] Saitta, S.; Kripakaran, P.; Raphael, B.; Smith, I.: Improving System Identification using Clustering. *Journal of Computing and Civil Engineering*, Vol 22 (5), 2008, S. 292-302.
- [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.
- [ScBu08] Schnellenbach-Held, M.; Buschmeyer, W.: Verstärken von biegebeanspruchten Betonbauteilen des Hoch- und Ingenieurbaus. *Berichtsband, TAW-Symposium*. S. 1-19, Bochum 2008.
- [Schö09] Schönekeß, H. C.: Bestimmung statischer und dynamischer Zugspannungen in Stahlverseilungen mittels Wirbelstrom-Multisensoren und Ansätzen zu einer Sensordatenfusion. Dissertation, Fachbereich Elektrotechnik / Informatik, Universität Kassel, 2009.
- [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.
- [ScHe16] Schnellenbach-Held, M.; Hegger, J.; Welsch, T. et al.: Verstärkungen älterer Beton- und Spannbetonbrücken – Erfahrungssammlung, Dokumentation 2016. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2016.
- [Schn96] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure. 2., überarbeitete Auflage, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 1996.

- [ScKK14] Schnellenbach-Held, M.; Karczewski, B.; Kühn, O.: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 105, 2014.
- [ScPB15] Schnellenbach-Held, M.; Peeters, M.; Brylka, A. et al.: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 116, 2015.
- [ScPe16] Schnellenbach-Held, M.; Peeters, M.: Wirksamkeit vorhandener Stahllaschen im Rahmen einer Brückenverstärkung mit externer Vorspannung. Tagungshandbuch 2. Brückenkolloquium – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern 2016, S. 395-404.
- [ScPM15] Schnellenbach-Held, M.; Peeters, M.; Miedzinski, G.: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 110, 2015.
- [ScPS10] Schnellenbach-Held, M.; Peeters, M.; Scherbaum, F.: Sachstand Verstärkungsverfahren - Verstärken von Betonbrücken im Bestand. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 75, 2010.
- [ScWW14] Schnellenbach-Held, M.; von Weschpfennig, D.; Welsch, T.; Peeters, M.: Verstärken von Betonbrücken im Bestand – Verstärkungsverfahren, Überwachungskonzepte und Praxiserfahrungen. Tagungshandbuch 1. Brückenkolloquium – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern 2014, S. 55-68.
- [Seim07] Seim, W.: Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken. Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [SiHo15] Siegert, C.; Holst, A. et al.: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit

und Gebrauchstauglichkeit. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 118, 2015.

[Spae92] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Zweite, neubearbeitete Auflage, Springer-Verlag, 1992.

[Stah08] Stahel, W.: Lineare Regression. Seminar für Statistik, ETH Zürich, 2008.

[StBW09] Strauss, A.; Bergmeister, K.; Wendner, R.; Hoffmann, S.: System- und Schadensidentifikation von Betonstrukturen. In: Beton-Kalender 2009: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen, Teil 2, S. 53-134, Ernst & Sohn, Berlin 2009.

[Stra03] Strauss, A.: Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonkonstruktionen. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, 2003.

[WaBW09] Waltering, M., Bungard, V., Waldmann, D., Maas, S.: Vergleich statischer und dynamischer Methoden zur Zustandsbewertung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau, 104 (10), 2009, S. 628-641.

[Wenz09] Wenzel, H.: Health Monitoring of Bridges. John Wiley & Sons Ltd, England, 2009.

[WePi05] Wenzel, H.; Pichler, D.: Ambient Vibration Monitoring. John Wiley & Sons Ltd, England, 2005.

[WöBe13] Wörner, J.-D.; Bergmeister, K.: Sicherheit, Risikoakzeptanz, Nutzungs-, Lebensdauer und das richtige Maß. In: Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung – Brandschutz. Ernst & Sohn, 2013.

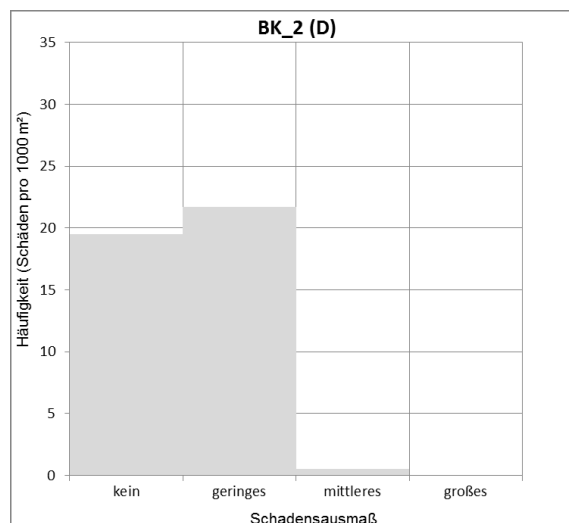
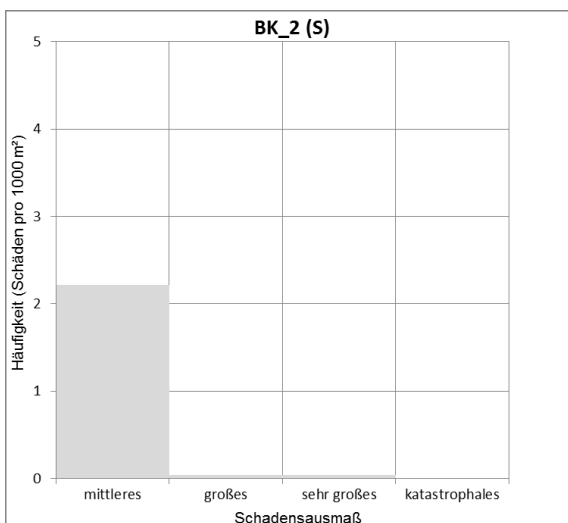
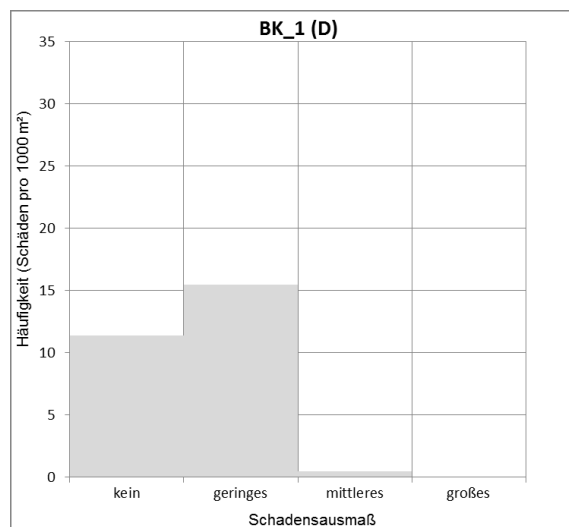
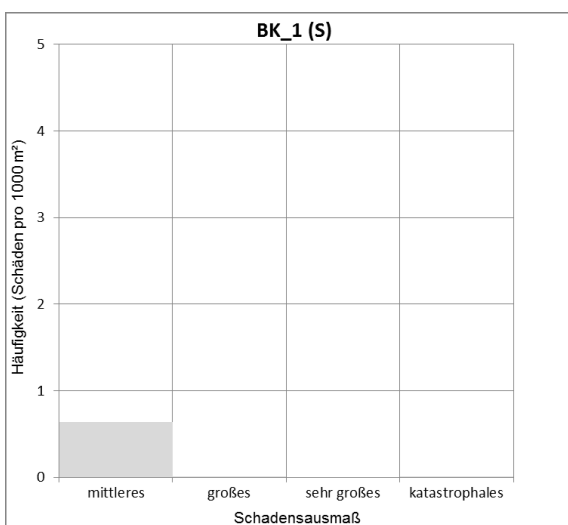
[Zech05] Zech, M.: Brückenüberbauten mit zusätzlicher externer Vorspannung – Krafteinleitung über nachträglich anbetonierte Ankerblöcke. Dissertation, Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen, 2005.

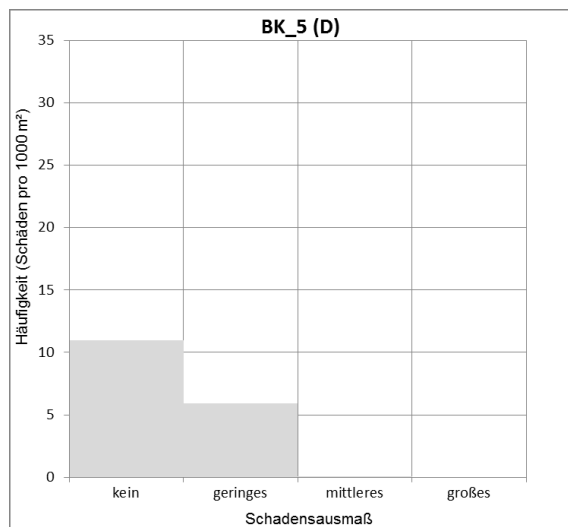
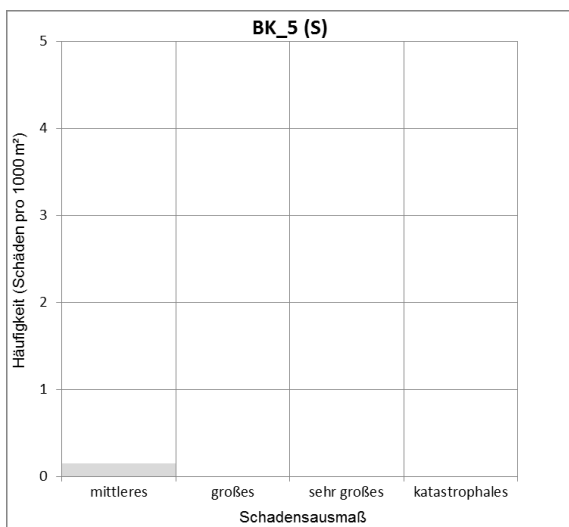
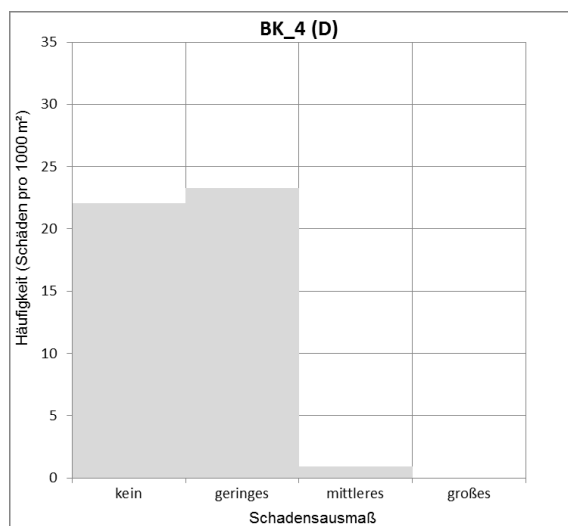
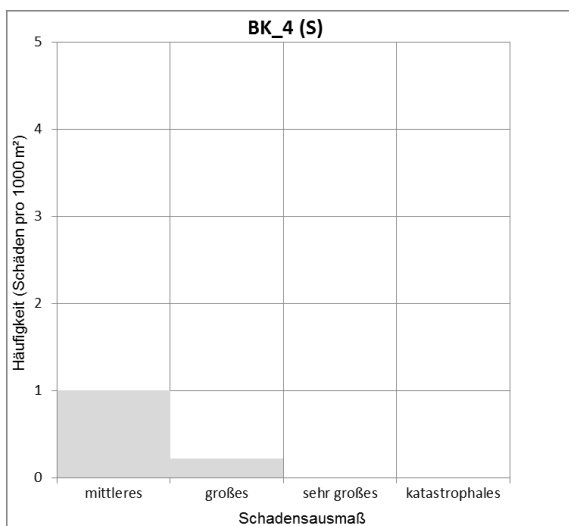
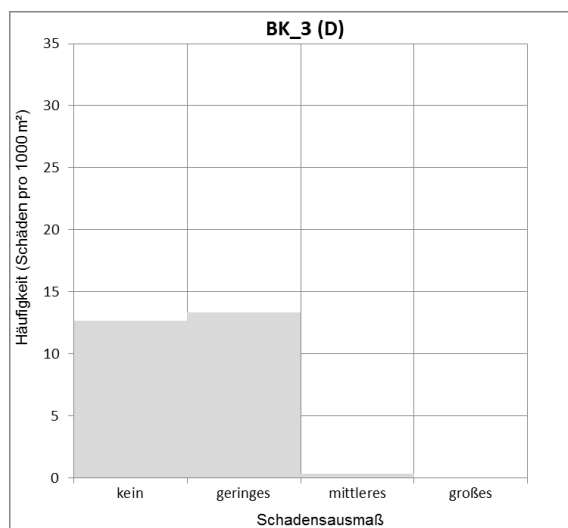
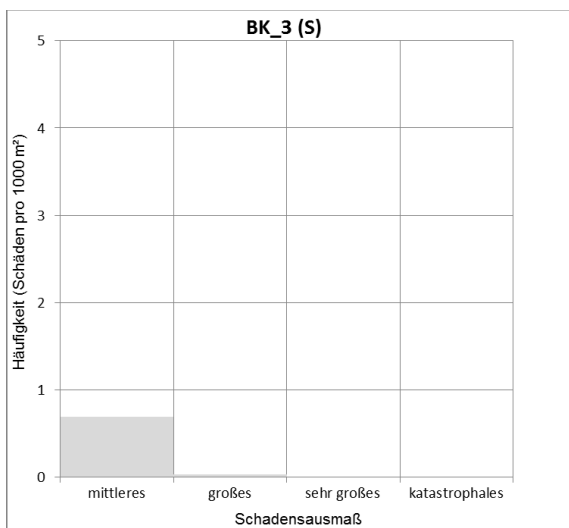
[Zell03] Zell, A.: Simulation Neuronaler Netze. 4. Auflage, Oldenbourg Verlag, München, 2003.

- [ZaHX07] 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.
- [ZhNK11] 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.
- [ZiWG09] Zilch, K.; Weiher, H.; Gläser, C.: Monitoring im Betonbau. In: *Betonkalender 2009: Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen, Teil 2*, S. 135-183, Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [ZTV-ING] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand 12/2014.
- [ZTVK80] Zusätzliche Technische Vorschriften für Kunstbauten (ZTV-K 80). Bundesministerium für Verkehr (BMV), 1980.

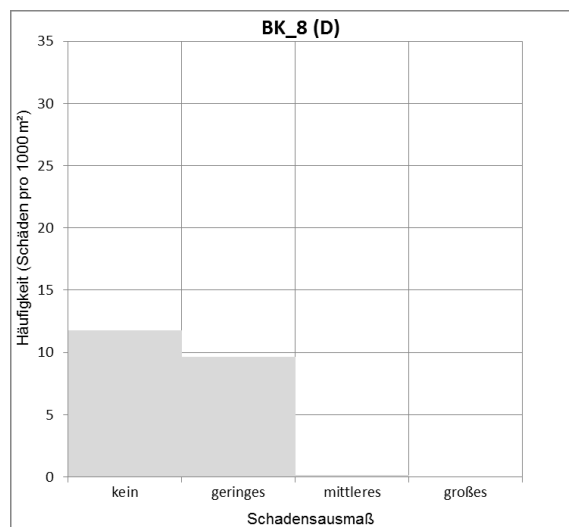
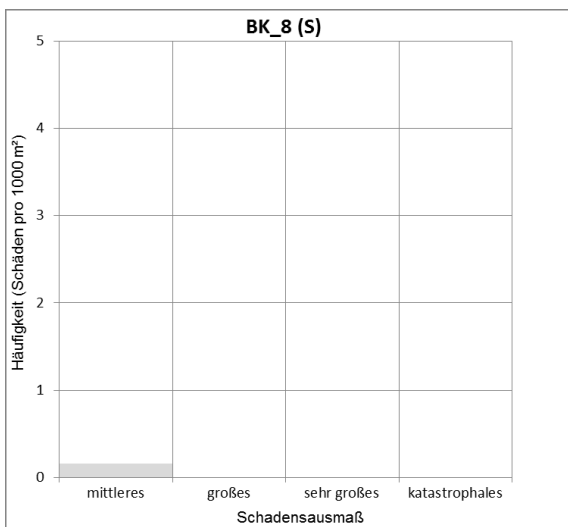
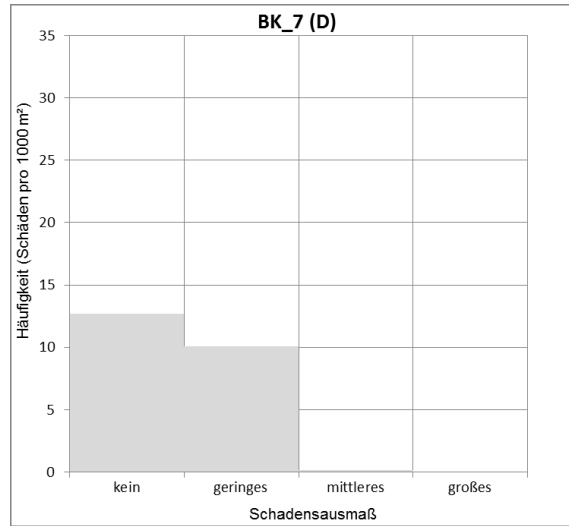
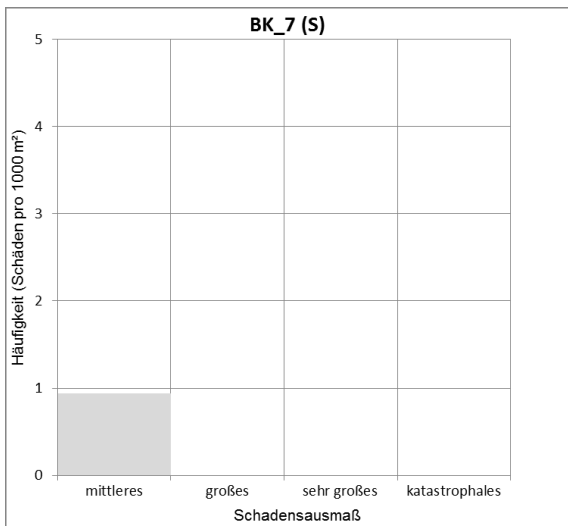
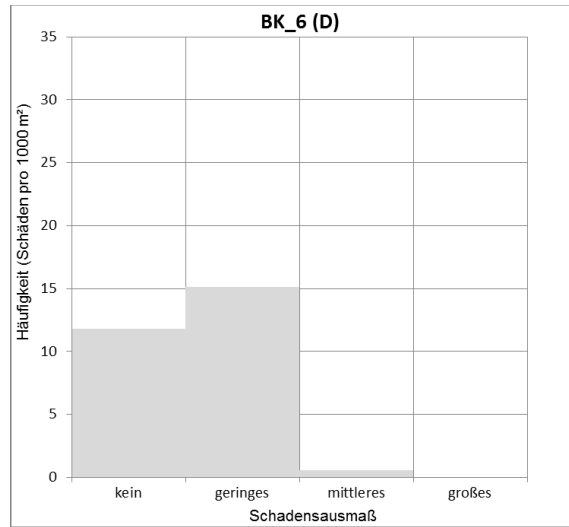
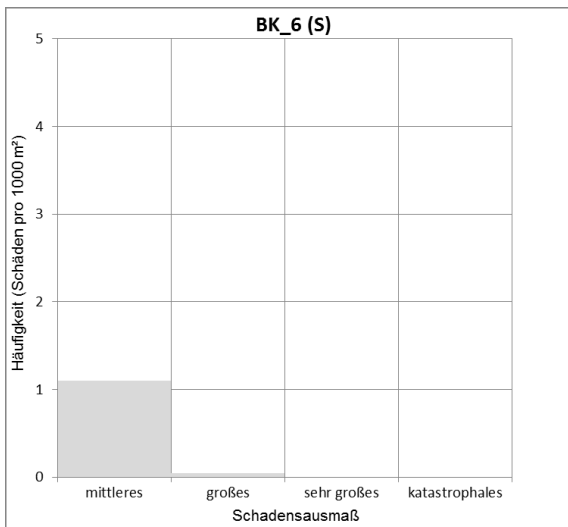
Anhang A: Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme

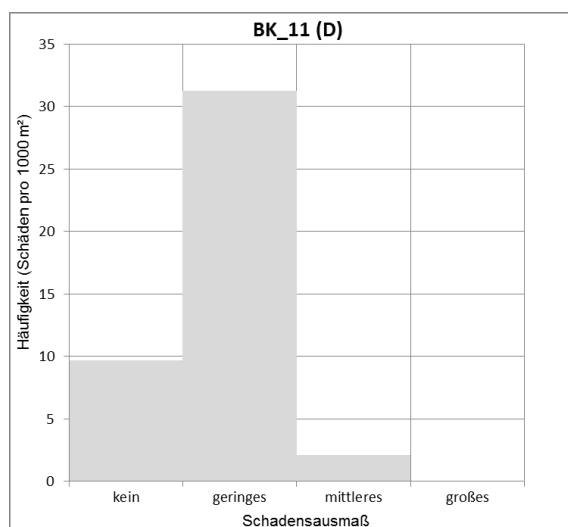
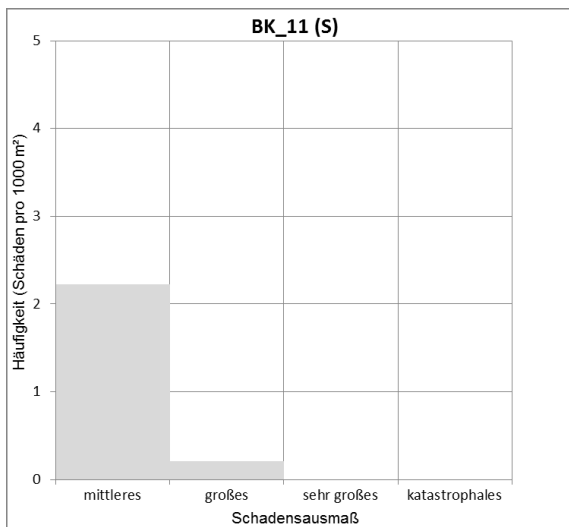
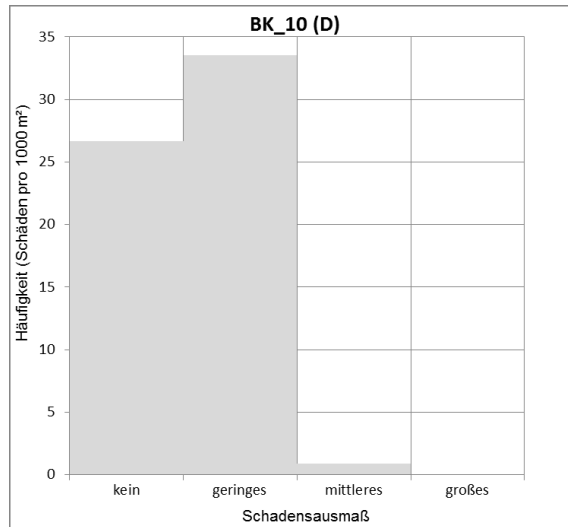
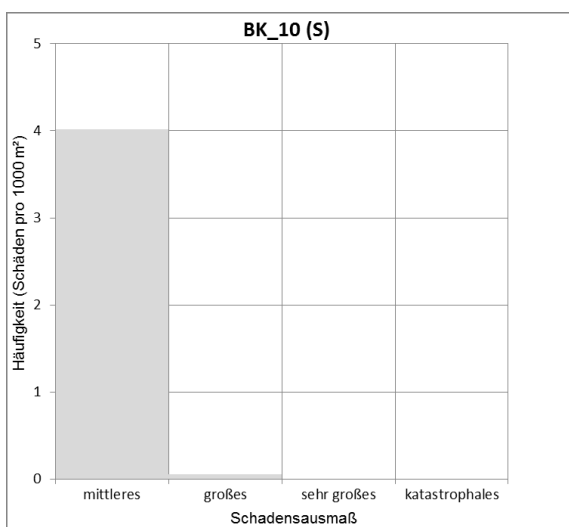
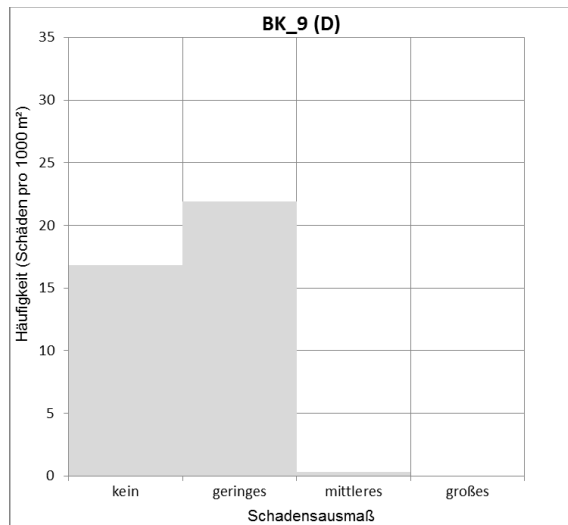
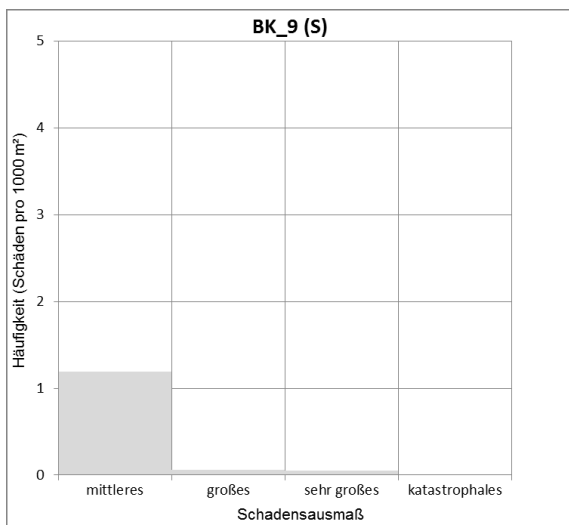
Die folgenden Bilder stellen die Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme aller Brückenkategorien (vgl. Kap. 2.2), getrennt für die Merkmale Standsicherheit (S) und Dauerhaftigkeit (D), dar.



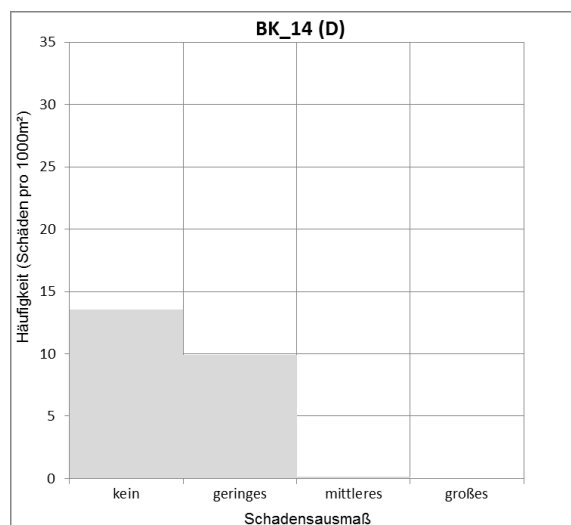
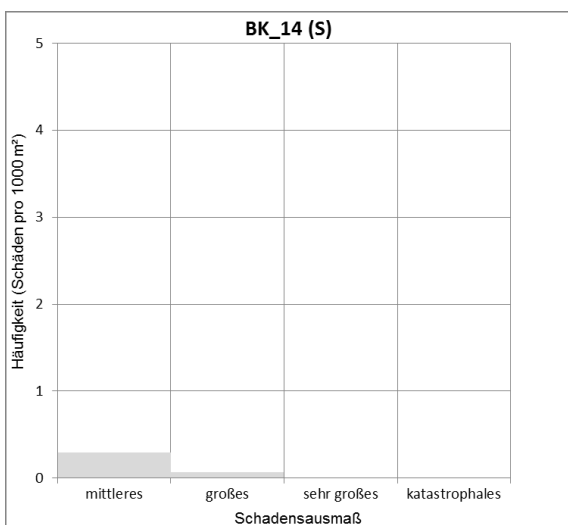
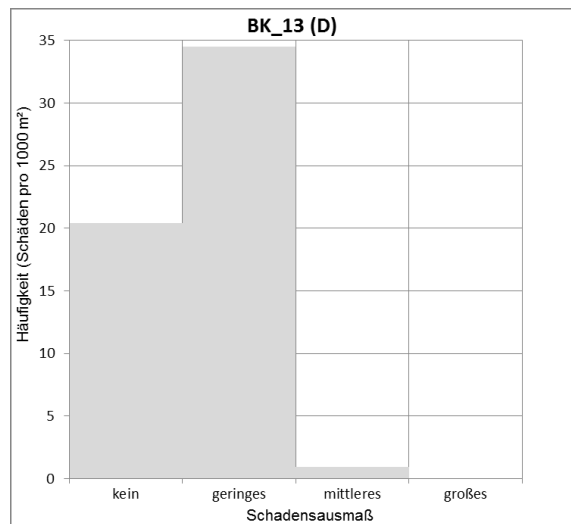
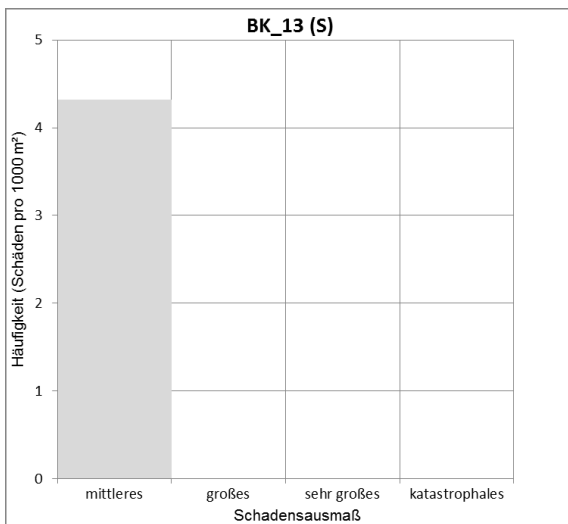
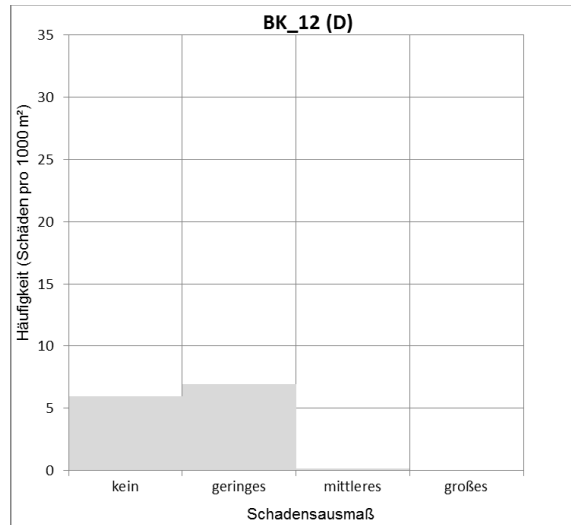
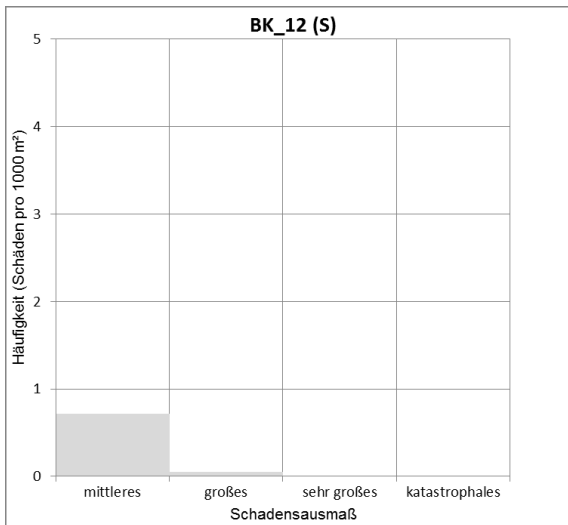


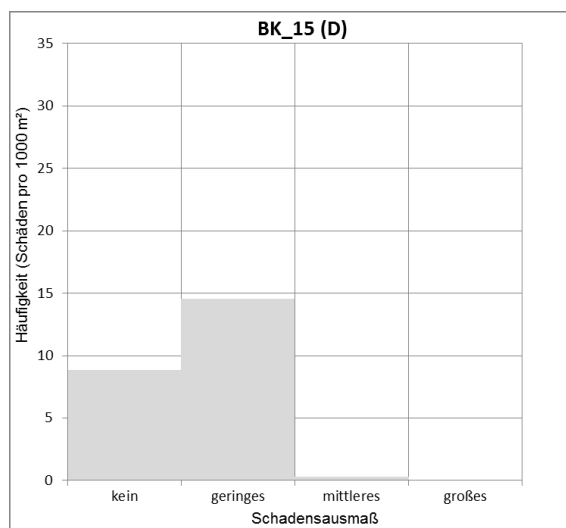
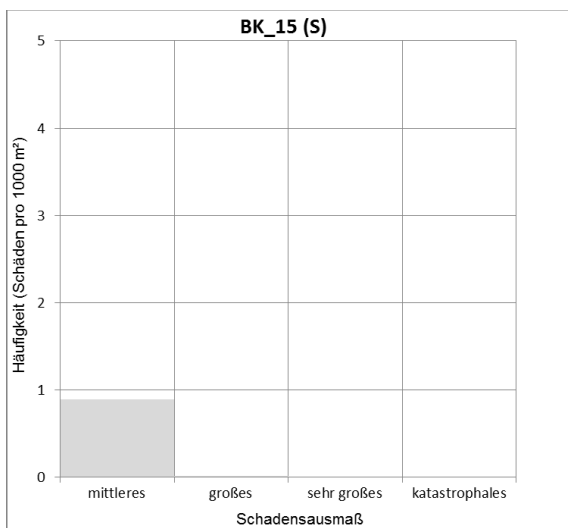
Anhang A: Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme





Anhang A: Ausmaß-Häufigkeits-Diagramme





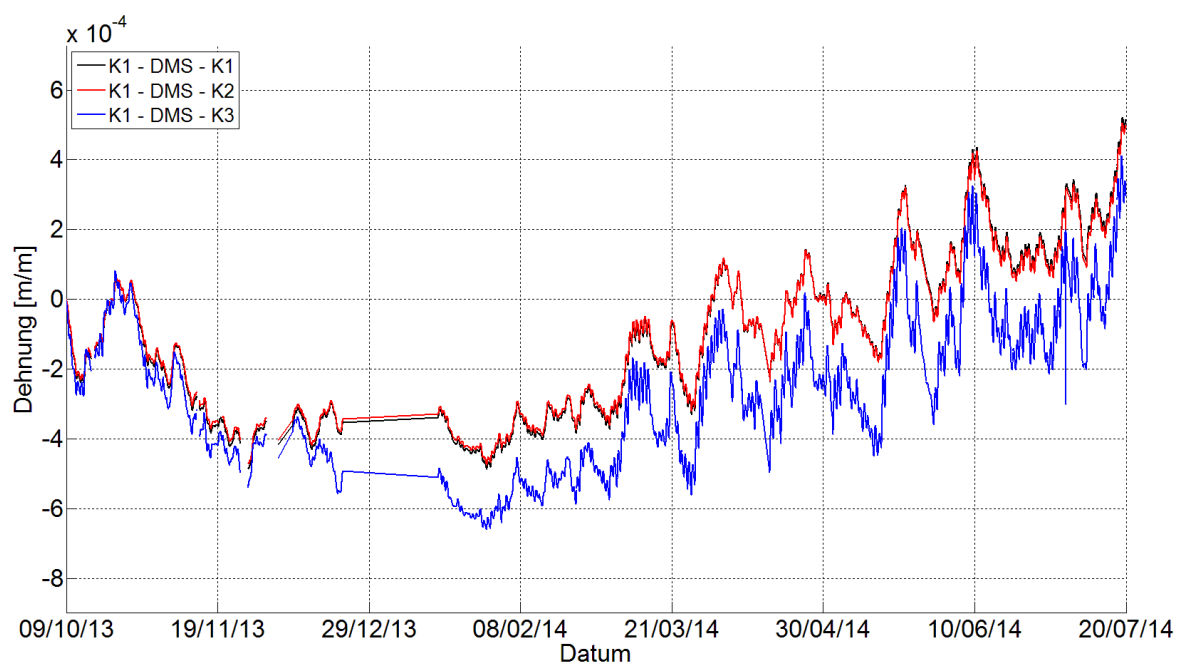
Anhang B: Belastungsprogramm der Probelastung

Tabelle: Zusammenfassung des statischen Belastungsprogramms

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 (Achse100)	12:24:15	13:00:00	11:35:41	11:56:02

Anhang C: Messwertverläufe

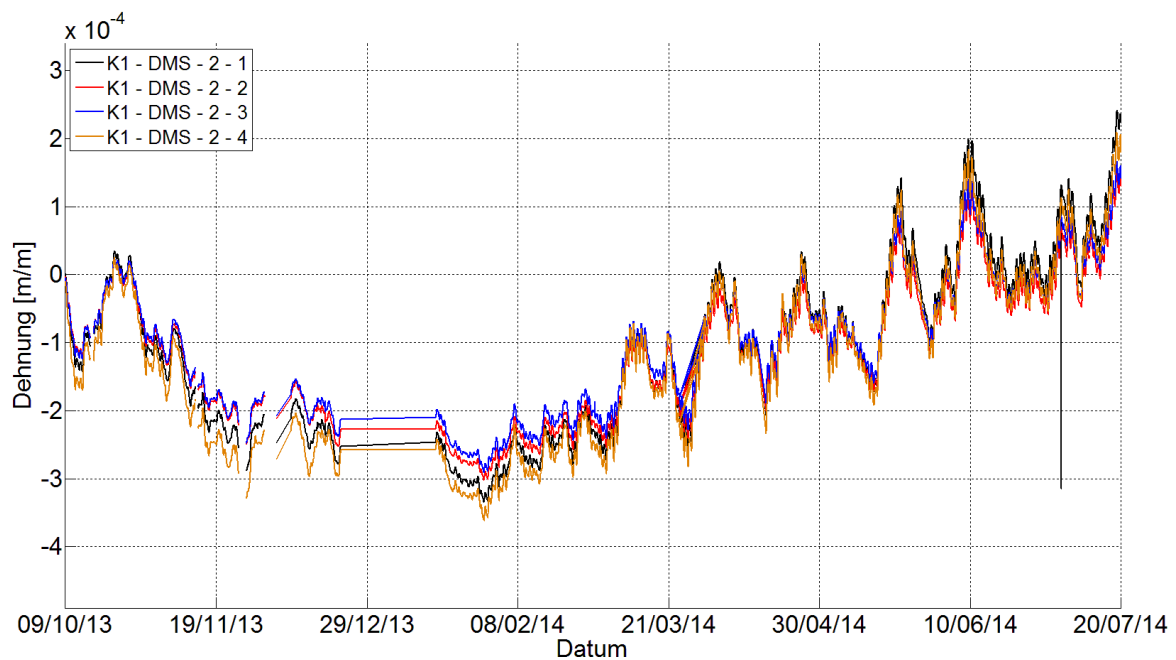
Die nachfolgenden Diagramme enthalten die verkehrskompensierten Messdatenverläufe (siehe Kap. 5.4.3) aller Messparameter, sowie die Verläufe der Bauteil- und Lufttemperaturen für den gesamten Messzeitraum vom 09.10.2013 bis 20.07.2014.



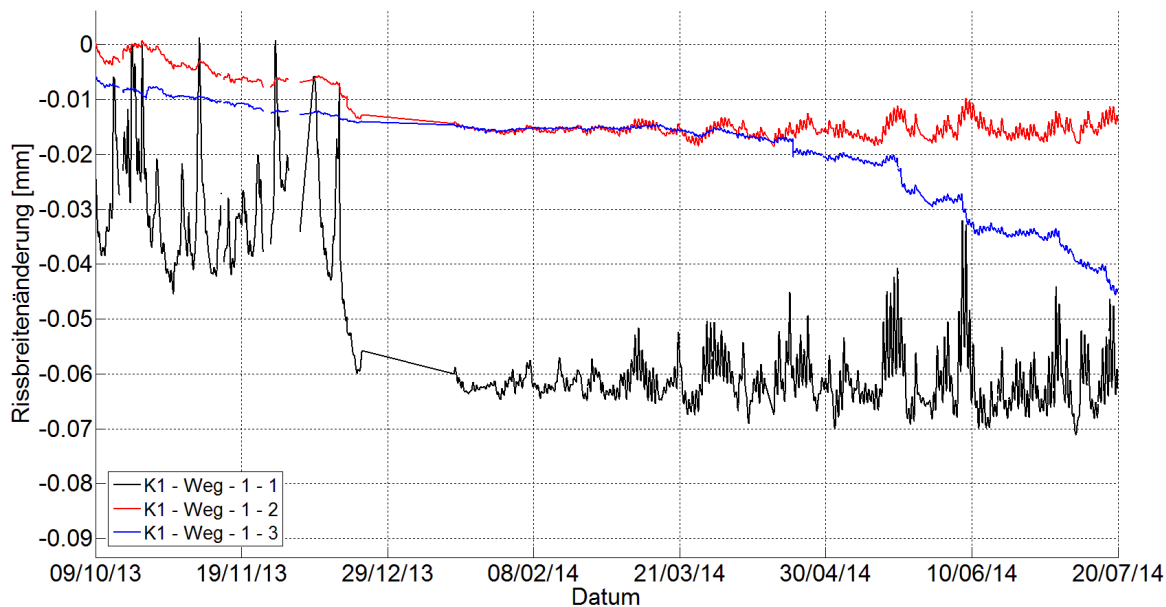
Verlauf der Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 1



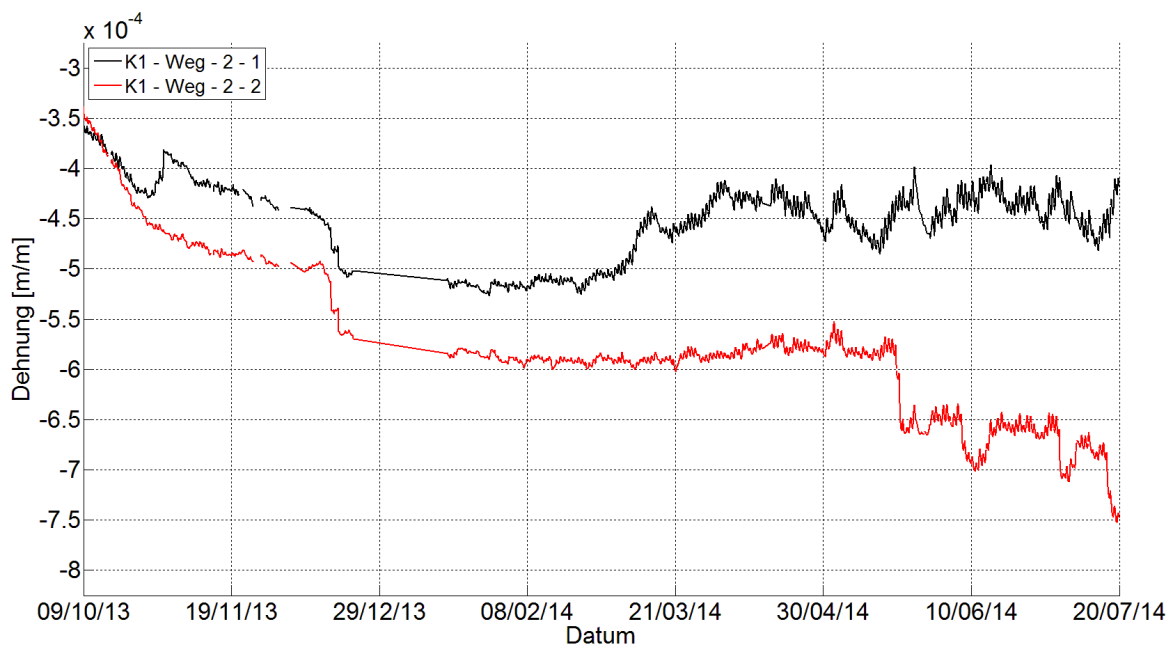
Verlauf der Stahllaschendehnungen (durchlaufende Laschen) an der Koppelfuge 1



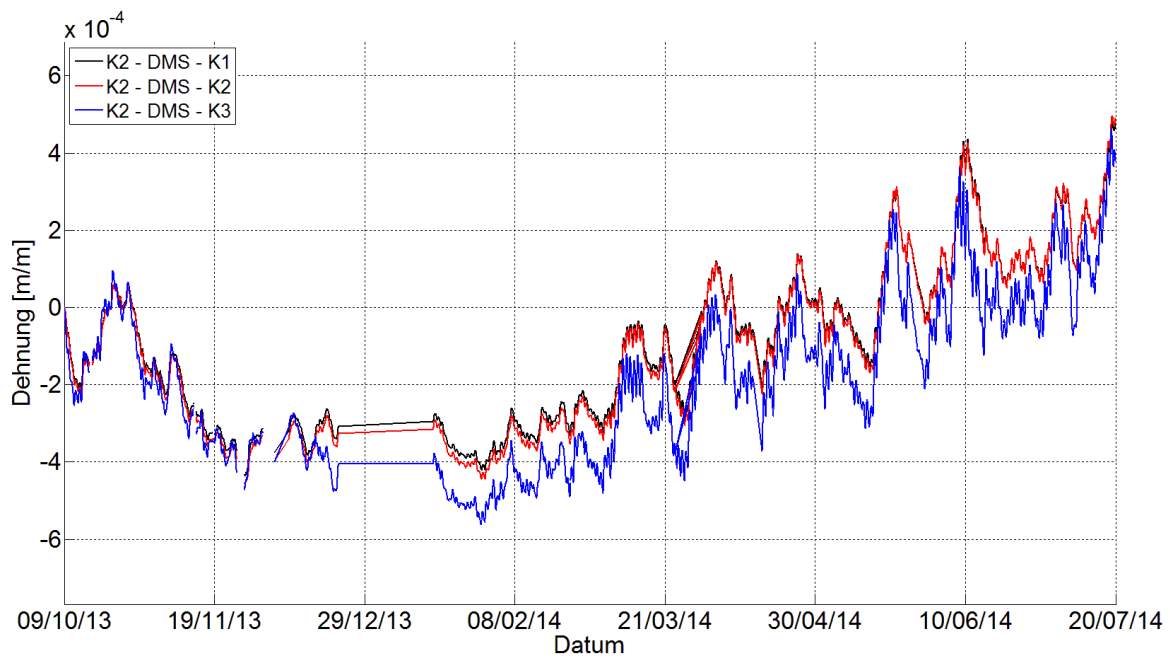
Verlauf der Stahllaschendehnungen (zusätzliche Laschen) an der Koppelfuge 1



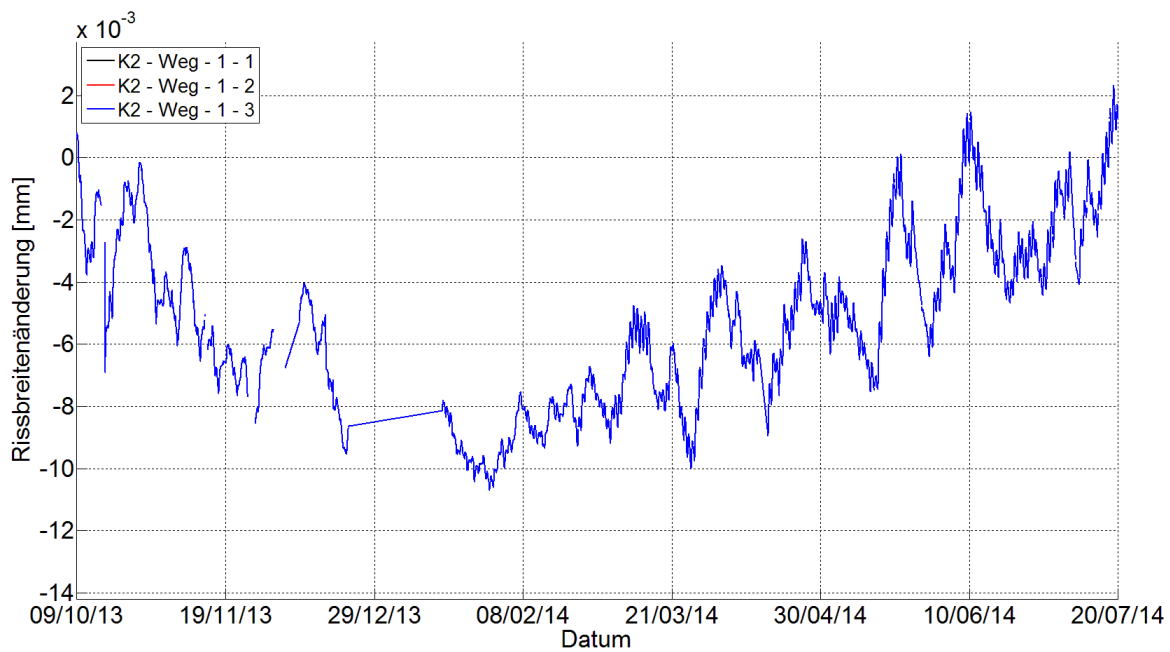
Verlauf der Rissbreitenänderungen über der Koppelfuge 1



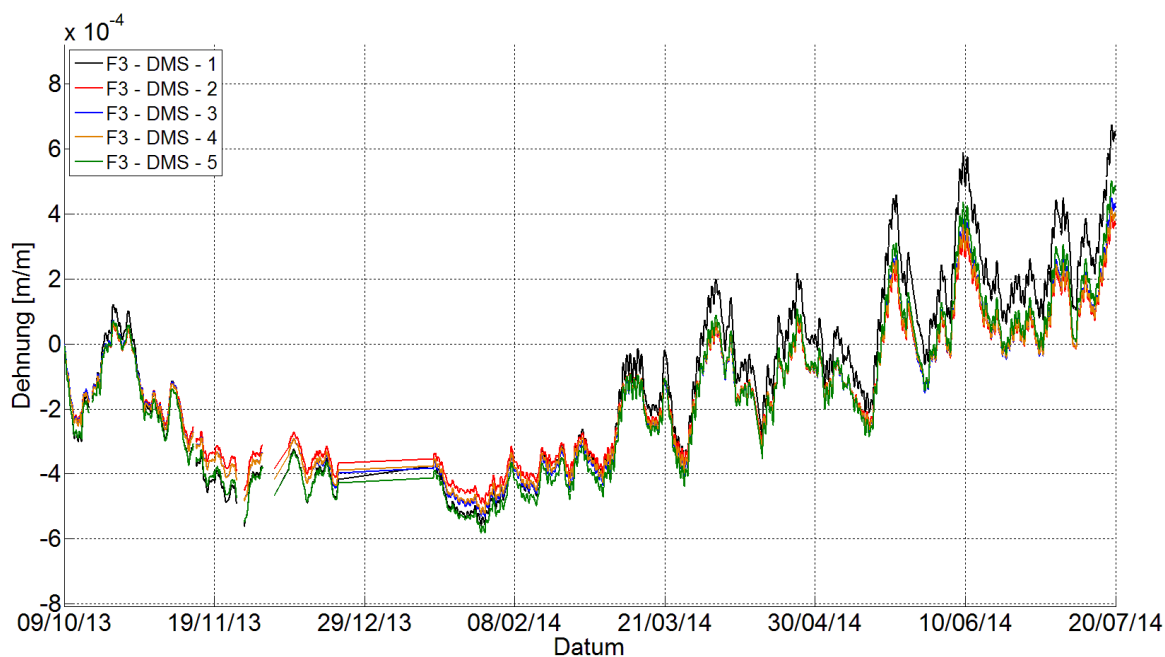
Verlauf der Betondehnungen an der Koppelfuge 1



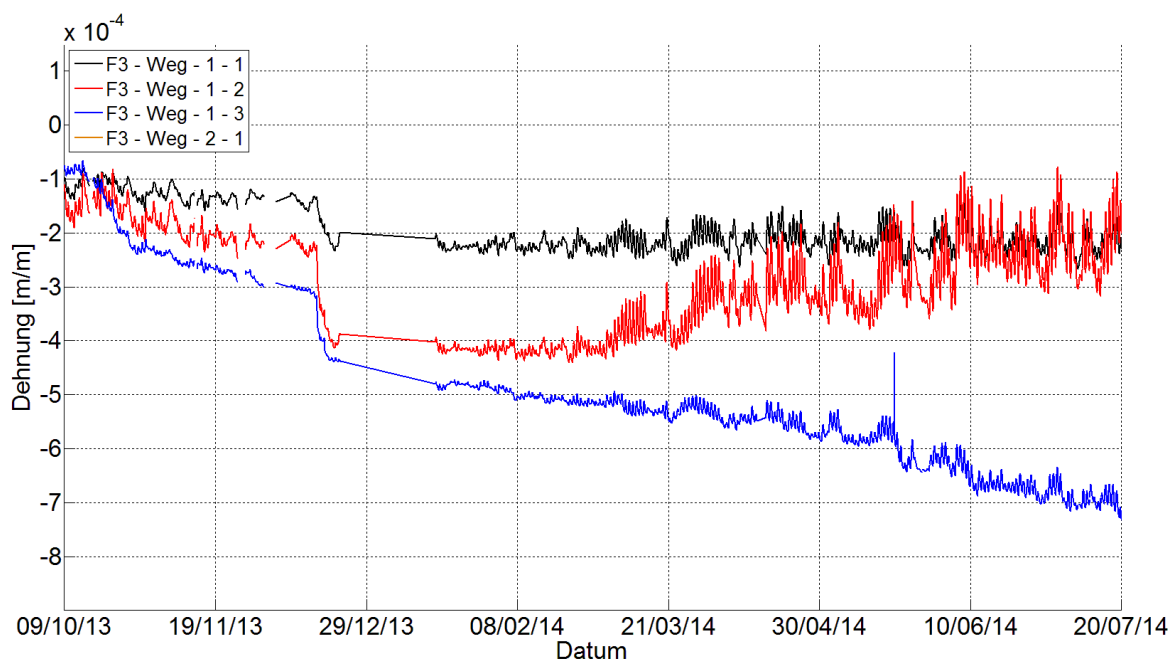
Verlauf der Spannstahldehnungen an der Koppelfuge 2



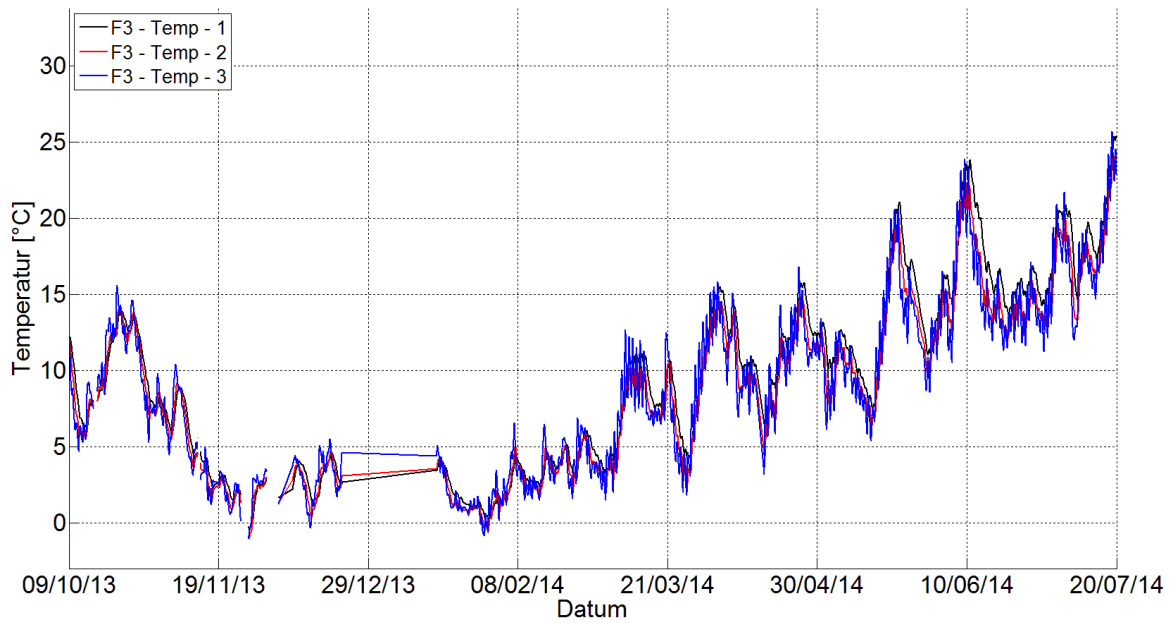
Verlauf der Rissbreitenänderungen über der Koppelfuge 2



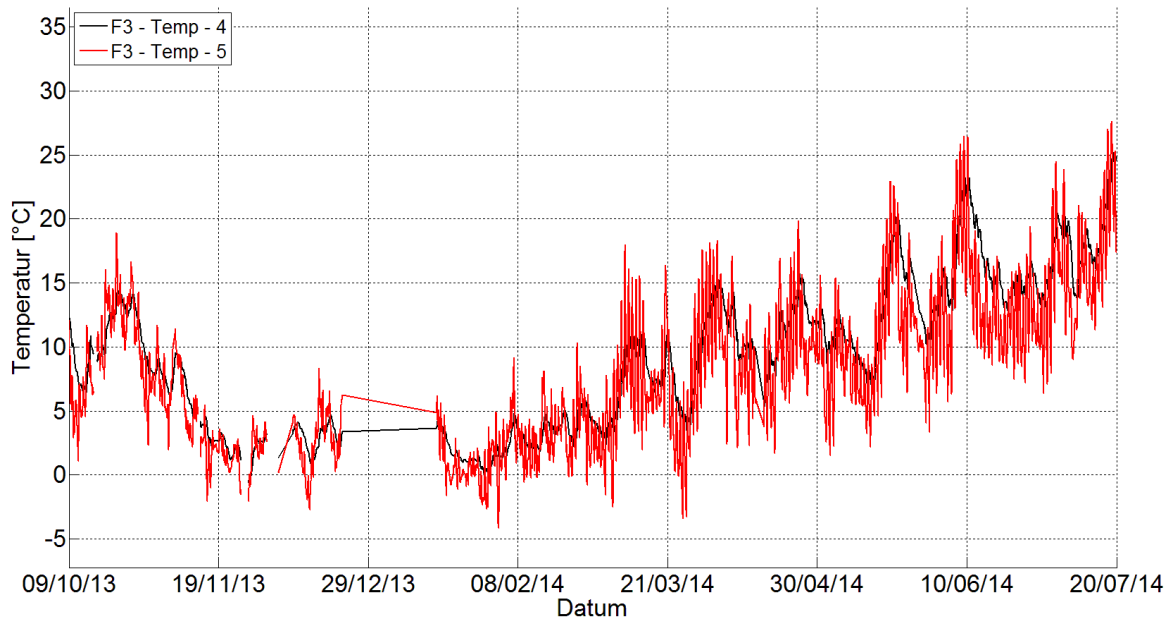
Verlauf der Stahlaschendehnungen an der Koppelfuge 2



Verlauf der Betondehnungen in Feldmitte von Feld 3



Verlauf der Bauteiltemperaturen (in Feldmitte von Feld 3)



Verlauf der Lufttemperaturen (im Bereich von Feld 3)