

# **Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 151**

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

# **Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken**

von

Marian Ralbovsky  
Dominik Prammer  
Stefan Lachinger  
Alois Vorwagner

AIT Austrian Institute of Technology GmbH  
Wien

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 151**

**bast**

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

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

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

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

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

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

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

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt: FE15.0625**  
Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken

**Fachbetreuung**  
Iris Hindersmann

**Referat**  
Betonbau

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

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Kommunikation

**Druck und Verlag**  
Fachverlag NW in der  
Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen  
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53  
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-505-7

Bergisch Gladbach, Mai 2020

## Kurzfassung – Abstract

### **Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken**

Die Dauerüberwachung wurde schon in der Vergangenheit als eine mögliche Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit erkannt. Dabei soll die Überwachungsanlage eine Warnmeldung auslösen, wenn der Brückenzustand kritisch wird. Durch die rechtzeitige Umsetzung von Maßnahmen soll das Brückenversagen dann verhindert werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks ist folglich geringer, da zusätzliche Information aus Dauerüberwachung vorliegen. Die Quantifizierung dieser Versagenswahrscheinlichkeit war bislang nicht möglich. Das Ziel dieser Arbeit war, eine Methode zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Brücken vorzuschlagen.

Im Zuge dieser Arbeit wurden u. a. die bestehenden Überwachungsmaßnahmen analysiert und Bewertungsmethoden verglichen. Dazu wurde eine Population aus 100 Brücken eines Typs künstlich erstellt und analysiert.

Die vorgeschlagene Methode zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Brücken geht von zwei Arten des möglichen Versagens der Überwachungsmaßnahme aus. Erstens, dass trotz Analyse der Überwachungsdaten ein gravierender Schaden nicht erkannt wird und es zum Versagen kommt; und zweitens, dass nicht genug Zeit bleibt, eine risikoreduzierende Maßnahme umzusetzen. Es wurde eine Methode vorgeschlagen, die die Versagenswahrscheinlichkeit in beiden Fällen quantifiziert. Dabei werden gewisse Annahmen, z. B. bezüglich des Versagensmechanismus und der Extremwertverteilung der Verkehrslast und der Indikatoren, getroffen. Die Auswirkungen von lastbedingten Schädigungen auf die gemessenen Indikatoren werden hierbei durch FE-Simulationen bestimmt.

Mögliche Ausfälle der Anlage werden durch Verlängerung der nötigen Erfassungsdauer berücksichtigt. Die Datengrundlage dazu wurde durch Erfahrungswerte der Ausfallraten, die im Rahmen des Projektes durch eine Umfrage erhoben wurden, gebildet. Unsicherheiten der Messwerterfassung werden bei der Festlegung der Schwellwerte berücksichtigt.

Die Methode wurde am Fallbeispiel der Hochstraße Gifhorn angewandt und der Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit durch die Überwachungsmaßnahme wurde ermittelt.

### **Methods and models for quantifying the reliability of existing bridges equipped with permanent monitoring**

In the past it was recognized that permanent monitoring may be possibly used as compensatory measure to ensure structural stability and serviceability. The task of the monitoring system is to issue a warning if the structural condition becomes critical. Hence, failure can be prevented through timely implementation of risk-reducing measures. Consequently, the failure probability is lower in such a case compared to the case without monitoring information. However, the quantitative assessment of this failure probability was not yet possible. Aim of this work was to propose a method for quantitative assessment of the reliability of bridges equipped with permanent monitoring.

In course of this work, existing monitoring approaches were analyzed, and assessment methods were compared. This was done on a population of 100 bridges of one type, which was artificially generated and analyzed.

The proposed method for quantification of reliability of bridges equipped with permanent monitoring assumes two types of failure of the monitoring approach. First, the failure to recognize a serious damage in spite of finished measurement data analysis and subsequent structural failure; and second, lack of time to implement a risk reduction measure. A method for quantification of failure probability in both cases was proposed. Certain assumptions are made in the process, e.g. regarding the failure mechanism, as well as regarding extreme value distributions of traffic loads and measured indicators. The effect of traffic-load-induced damages on measured indicators is determined through FE-simulations.

Potential outage of the measurement system is considered through prolongation of required data acquisition duration. Data for this evaluation was acquired in course of the project through a survey

among monitoring practitioners, which collected experiences with failure rates of measurement components. Measurement uncertainties are accounted for in course of determination of warning thresholds.

The method was applied on the case study of a flyover bridge, and the increase of operational reliability due to the compensatory monitoring measure was assessed.

## Inhalt

<b>Abkürzungen</b> .....	7	3.2	Verwendete Bewertungsmethoden ...	39
<b>Symbole</b> .....	7	3.2.1	Bewertung nach Stufe 1 der Nachrechnungslinie .....	39
<b>1 Ziele und Methodik</b> .....	9	3.2.2	Vollprobabilistische Berechnung (Stufe 4) .....	40
1.1 Aufgabenstellung .....	9	3.3	Vergleich der Bewertungsmethoden ...	41
1.2 Methodik .....	9	3.3.1	Berechnung .....	41
1.3 Gliederung des Berichtes .....	10	3.3.2	Ergebnisse .....	42
<b>2 Wissensstand</b> .....	10	<b>4</b>	<b>Anwendung vorhandener Dauer- überwachungsmaßnahmen</b> .....	49
2.1 Probabilistische Methoden .....	10	4.1	Anpassung der Verkehrsbelastung ...	49
2.1.1 Bayes'sches Updating .....	11	4.2	Anpassung des Tragwerkmodells ...	51
2.1.2 Extremwertverteilungen .....	15	4.3	Unsicherheiten der gemessenen Indikatoren .....	53
2.2 Monitoringkonzepte .....	17	<b>5</b>	<b>Zuverlässigkeit der Über- wachungsanlagen</b> .....	54
2.2.1 Einwirkungsüberwachung .....	17	5.1	Umfrage zur Erhebung der Zuverlässigkeit von Überwachungs- anlagen .....	55
2.2.2 Indikatoren vom Tragwerkszustand ...	19	5.1.1	Gestaltung der Umfrage .....	55
2.2.3 Schadensindizien .....	21	5.1.2	Umfrageergebnisse .....	56
2.2.4 Systemidentifikation .....	21	5.2	Verfügbarkeit der Indikatoren .....	60
2.3 Messdatenbasierte Nachweis- methoden .....	22	5.3	Verlängerung der nötigen Messdauer .....	60
2.3.1 Nachweis mit angepassten Lasten ...	22	<b>6</b>	<b>Quantifizierung des Zuverlässig- keitsgewinns</b> .....	61
2.3.2 Nachweis mit angepasstem Last- abtrag .....	23	6.1	Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenngungsphase .....	63
2.3.3 Nachweis mit angepasstem Berechnungsmodell .....	24	6.1.1	Schädigung durch Verkehrslasten ...	64
2.3.4 Messwertbezogene Methoden .....	24	6.1.2	Degradation der Brücke .....	68
2.4 Unsicherheit von gemessenen Indikatoren .....	26	6.2	Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase .....	69
2.4.1 Fehlerquellen .....	26	<b>7</b>	<b>Fallbeispiel</b> .....	70
2.4.2 Einflussfaktoren auf Indikatoren im Regelbetrieb .....	27	7.1	Gemessenes Tragwerksverhalten ...	71
2.4.3 Reduktion der Unsicherheiten .....	29	7.2	Temperaturkompensation .....	73
<b>3 Analyse der Tragwerk- bewertungsmethoden</b> .....	30			
3.1 Brückenpopulation .....	30			
3.1.1 Analyse Brückenparameter Bestandsbrücken .....	30			
3.1.2 Parameter der Brückenpopulation ...	35			

7.3	Nichtlineare FE-Modellierung . . . . .	76
7.3.1	Das Modell . . . . .	76
7.3.2	Biegemomentversagen . . . . .	79
7.3.3	Schubversagen . . . . .	81
7.3.4	Einfluss von Korrosion . . . . .	85
7.3.5	Plastische Deformation . . . . .	88
7.4	Zuverlässigkeit . . . . .	90
7.4.1	Zuverlässigkeit ohne Überwachung . . .	90
7.4.2	Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenungsphase. . . . .	92
7.4.3	Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase . . . . .	94
7.4.4	Operative Zuverlässigkeit unter Berücksichtigung der Überwachung. . .	95
7.5	Diskussion . . . . .	96
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung</b> . . . . .	<b>97</b>
<b>9</b>	<b>Forschungsbedarf</b> . . . . .	<b>100</b>
	<b>Literatur</b> . . . . .	<b>101</b>
	<b>Bilder</b> . . . . .	<b>105</b>
	<b>Tabellen</b> . . . . .	<b>110</b>
	<b>Anhang</b> . . . . .	<b>112</b>

## Abkürzungen

B-WIM	Bridge Weigh-In-Motion	$P_{f,Re}$	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks in der Reaktionsphase
C.o.V.	Variationskoeffizient (coefficient of variance)	$P_{f,Ü}$	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme
GDF	Trägerverteilungsfaktor (Girder Distribution Factor)	$P_{f,Xlim}$	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks vor dem Erreichen des Schellwerts
IL	Einflusslinie (Influence Line)	$P_{ÜV}$	Versagenswahrscheinlichkeit der Überwachungsmaßnahme
MB	Messbereich	$P_{f,ID}$	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks vor dem Erreichen des Schellwerts
MTTF	mittlere Dauer zum Ausfall (Mean Time To Failure)	$P_{Qmax}$	Wahrscheinlichkeit der Überschreitung von maximal aufnehmbarer Verkehrslast
MTTR	mittlere Reparaturdauer (Mean Time To Repair)	$P_{QXlim}$	Wahrscheinlichkeit von Verkehrslastüberschreitung, welche die Überschreitung des Indikator-Schwellwertes zur Folge hat
MW	Mittelwert	$PDF$	Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (Probability Density Function)
SHM	Structural Health Monitoring; Zustandsüberwachung	$Q$	Verkehrslast
STD	Standardabweichung	$Q_k$	charakteristischer Wert der Verkehrslast
ÜM	Überwachungsmaßnahme	$Q/Q_k$	bezogene Verkehrslast
WIM	Weigh-In-Motion	$Q_{max}$	höchste aufnehmbare Verkehrslast

## Symbole

### Lateinische Buchstaben

$CDF$	Verteilungsfunktion (Cumulative Distribution Function)	$Q_{Xlim}$	Verkehrslast beim Erreichen des Indikator-Schwellwertes
$D$	Schadensakkumulationsindex (Ermüdung)	$S_{re}$	äquivalente Spannungsschwingbreite
$F$	Unzuverlässigkeit	$V_{Corr}$	Korrosionsrate
$LN$	Lognormalverteilung	$X$	messbasierter Indikator
$N$	Normalverteilung	$X_c$	temperaturkompensierter Indikatorwert
$P$	Wahrscheinlichkeit	$X_{lim}$	Indikator-Schwellwert
$P_f$	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks	$X_m$	aktueller Wert des messbasierten Indikators
$P_{f,ID}$	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks in der Schadenserken- nungsphase	$X_{Qmax}$	Indikatorwert beim Erreichen des Grenzzustands
		$c_v$	Variationskoeffizient



$f_c$	Betondruckfestigkeit	$\sigma_{mess}$	kombinierte Standardabweichung der Fehler von Messwerterfassung
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit	$\sigma_X$	Standardabweichung des gemessenen Indikators $X$
$f_y$	Streckgrenze	$\tau$	Zeit
$f_p$	Festigkeit	$\tau_{Qmax}$	Zeitpunkt vom Tragwerksversagen
$g$	Grenzzustandsfunktion	$\Gamma$	Gamma-Funktion
$t_0$	aktueller Zeitpunkt		
$t_{act}$	Dauer der Umsetzung einer risiko-reduzierenden Maßnahme		
$t_m$	normale Messdauer		
$t_p$	Dauer der Reaktionsphase		
$t_{pr}$	Dauer der Datenverarbeitung		
$t_{Rep}$	Reparaturdauer der Messanlage		
$t_{rp}$	Bezugszeitraum		

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Wärmeausdehnungskoeffizient
$\beta$	Zuverlässigkeitsindex
$\beta_{\bar{U}}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme
$\gamma_i$	Teilsicherheitsbeiwert
$\Delta\beta_{\bar{U}}$	Zugewinn der Zuverlässigkeit durch Überwachungsmaßnahme
$\Delta t_m$	Verlängerung der Messdauer aufgrund Ausfall und Reparatur der Messanlage
$\lambda_{comb}$	Kombinierte Ausfallrate der Messkette
$\lambda_i$	Ausfallrate der $i$ -ten Messkomponente
$\mu$	Mittelwert
$\sigma$	Standardabweichung
$\sigma_{comp}$	Standardabweichung vom Fehler der Temperaturkompensation
$\sigma_{lin}$	Standardabweichung vom Messfehler der Linearität
$\sigma_{hys}$	Standardabweichung vom Messfehler der Hysterese

# 1 Ziele und Methodik

## 1.1 Aufgabenstellung

Das Ziel dieses Projektes ist es, aufbauend auf dem Forschungsprojekt FE 15.0544/2011/LRB: „Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit“, Methoden zur Bewertung vom Zuverlässigkeitsgewinn durch Anwendung von Dauerüberwachung als Kompensationsmaßnahme weiterzuentwickeln. Insbesondere wird eine Methode zur Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit von Überwachungsmaßnahmen erarbeitet, die einen wesentlichen Bestandteil in der Quantifizierung vom Zuverlässigkeitsgewinn darstellt.

Die Zuverlässigkeit von Überwachungsmaßnahmen (ÜM) wird durch mehrere Faktoren beeinträchtigt, wie z. B. die Fähigkeit einen Schaden zu erkennen, Einfluss von Umweltbedingungen aber auch Hardwaretechnische Probleme wie Messfehler oder Ausfall von Messkomponenten. Im Rahmen dieses Projektes sollen diese Faktoren untersucht und ein Konzept zu ihrer Quantifizierung erstellt werden.

In vorigen Forschungsarbeiten wurden verschiedene Monitoringkonzepte entwickelt, die unterschiedliche Ansätze zur Bewertung vom Tragwerkszustand basierend auf Messdaten verwenden. Sie werden hier zusammengefasst, und eine mögliche Anwendung der darin enthaltenen Konzepte in der Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberachten Brücken wird untersucht.

Eine Methode zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberachten Brücken wird vorgeschlagen und an einem Anwendungsbeispiel demonstriert. Diese Methode soll auch mögliche Ausfälle der Messhardware berücksichtigen.

## 1.2 Methodik

Zur Erreichung der oben genannten Ziele wurde folgende Vorgehensweise gewählt.

1. Literaturstudie über Monitoringkonzepte und dazugehörige probabilistische Methoden,
2. Analyse von Tragwerkbewertungsmethoden an einer Brückenpopulation,

3. Anwendung vorhandener Überwachungsmaßnahmen,
4. Erhebung von Daten über Zuverlässigkeit vom Messequipment durch Umfragen,
5. Vorschlag einer Methode zur Quantifizierung vom Zuverlässigkeitsgewinn durch ÜM und
6. Anwendung am Fallbeispiel.

Zunächst wird durch eine Literaturstudie der Wissenstand im Bereich der Dauerüberwachung und der Monitoringkonzepte, des Umgangs mit Messunsicherheiten, sowie der probabilistischen Methoden, die zur Verarbeitung von Messdaten relevant sind, zusammengefasst. Dies umfasst unter anderem die Anpassung der Verteilungen aufgrund neuer Daten durch Bayes'sches Updating und die Anwendung von Extremwertverteilung. Vor allem werden aber die bestehenden Monitoringkonzepte beschrieben, zusammen mit Methoden der Verwendung von Messdaten in einer Neubewertung des Tragwerks.

Im zweiten Schritt werden Tragwerkbewertungsmethoden analysiert. Da die Bewertung vom Zuverlässigkeitsgewinn durch ÜM eine probabilistische Berechnung voraussetzt, die Tragwerksbewertung nach aktuellen Regelwerken aber meistens mit dem semi-probabilistischen Ansatz geführt wird, werden hier die Unterschiede dieser Methoden dargestellt. Zu diesem Zweck wird zunächst eine Population an Brücken eines ausgewählten Typs generiert. Diese wird anschließend nach Stufe 1 der „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ und einer vollprobabilistischen Analyse (Stufe 4) berechnet, und die Ergebnisse der beiden Methoden werden verglichen. Die Analyse erfolgt mit linear-elastischen Balkenmodellen.

Im dritten Schritt werden die vorhandenen Überwachungsmaßnahmen analysiert, und ihre Anwendbarkeit für die Quantifizierung der Zuverlässigkeit von überwachten Brücken wird untersucht. Dabei werden die inhärenten Annahmen der Methoden, sowie Probleme bei deren Anwendung an geeigneten Beispielen gezeigt.

Im vierten Schritt werden die fehlenden Daten zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit vom ÜM erhoben. Dies soll durch eine Online-Umfrage, die an Personen mit beträchtlicher Erfahrung im Bereich der Bauwerksüberwachung gerichtet wird, bewerksteltelt werden.

ligt. Hier wurden insbesondere Erfahrungswerte über Ausfallraten der Messkomponenten erfragt.

Im fünften Schritt wird eine Methode zur Quantifizierung vom Zuverlässigkeitsgewinn durch ÜM erstellt. Hier soll auf dem Forschungsprojekt FE 15.0544/2011/LRB aufgebaut werden, unter Einbezug von neuen Erkenntnissen und Entwicklungen innerhalb des hier laufenden Projektes. Das Konzept soll den Einbezug der Daten über Messfehler und Ausfallraten der Messkomponenten ermöglichen. Weiterhin wird auch die Unsicherheit des Einflusses der Umgebungsbedingungen einbezogen.

Im sechsten Schritt wird die entwickelte Methodik an einem Fallbeispiel demonstriert. Dazu werden die Daten einer bestehenden Überwachungsanlage genutzt.

### 1.3 Gliederung des Berichtes

Das Kapitel 2 fasst den aktuellen Wissenstand zum Forschungsthema zusammen.

Im Kapitel 3 wird die Generierung der Brückenpopulation beschrieben und der Vergleich von Tragwerksbewertungsmethoden ist dargelegt.

Das Kapitel 4 beinhaltet die Analyse von ausgewählten Überwachungsmaßnahmen, und untersucht Möglichkeiten und Probleme ihrer Anwendung für die Fragestellung der Zuverlässigkeit von überwachten Brücken.

Im Kapitel 5 wird das Konzept zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von Überwachungsanlagen vorgestellt, welches auch eine Auswertung der durch Umfragen gesammelten Daten beinhaltet.

Kapitel 6 befasst sich mit der Methode der Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Brücken.

Im Kapitel 7 wird die Anwendung der vorgeschlagenen Methode an einem Fallbeispiel demonstriert, und das Kapitel 8 bietet eine Zusammenfassung der Erkenntnisse.

In Kapitel 9 wird der weitere Forschungsbedarf beschrieben.

## 2 Wissensstand

Dieses Kapitel fasst den Wissenstand zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Brücken zusammen, welche die 4 Themen: probabilistische Methoden, Monitoringkonzepte, messbasierte Nachweismethoden sowie Unsicherheit von Indikatoren umfasst. Diese Zusammenfassung bildet eine Basis, auf der die weiter verwendeten Methoden aufbauen.

Zwischen den Begriffen Monitoring und Dauerüberwachung wird anhand folgender Definition unterschieden:

- Monitoring ist der Gesamtprozess einer systematischen Überwachung von Bauwerksreaktionen und/oder der einwirkenden Größen i. d. R. mittels eines Messsystems über einen repräsentativen Zeitraum [18].
- Dauerüberwachung ist die zielgerichtete Durchführung von permanenten Messungen für einen Vergleich der Messwerte mit Erwartungswerten oder Grenzwerten [18].

Die Gliederung erfolgt in 4 Subkapitel: Im Kapitel 2.1 werden die für diese Studie wichtigen probabilistischen Methoden Bayes'sches Updating und Extremwertverteilungen vorgestellt. Kapitel 2.2 befasst sich mit den gängigsten Monitoringkonzepten und messbaren Indikatoren. Im Kapitel 2.3 werden vorhandene Methoden zur Nutzung der Überwachungsergebnisse in der Tragwerksbeurteilung erläutert. Hier wurden auch die Ergebnisse des Vorprojektes und Demonstration an der Hochstraße Gifhorn [54] berücksichtigt. Das Kapitel 2.4 befasst sich mit der Unsicherheit der gemessenen Indikatoren.

### 2.1 Probabilistische Methoden

Die Theorie und Grundlagen des probabilistischen Tragwerksnachweises wurde in der Forschung ausführlich behandelt und erläutert (z. B. [36], [37]). Deshalb wird hier auf die Ermittlung der Tragwerksversagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nicht näher eingegangen. Stattdessen werden hier zwei probabilistische Konzepte vorgestellt, die für diese Arbeit von Bedeutung sind: Bayes'sches Updating (Kapitel 2.1.1) und Extremwertverteilungen (Kapitel 2.1.2).

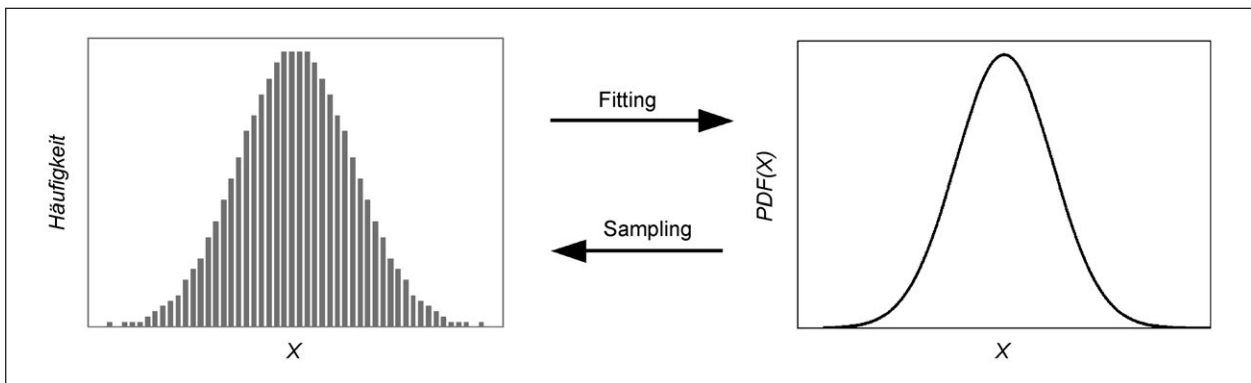


Bild 2-1: Zusammenhang zwischen Häufigkeit (links) und Wahrscheinlichkeitsdichte (rechts) durch die Prozesse der Anpassung (Fitting) und des Samplings

Eine probabilistische Variable ist durch ihre Wahrscheinlichkeitsverteilung definiert. Wenn die Variable das Ergebnis eines Experimentes beschreibt, kann die Wahrscheinlichkeitsverteilung durch die wiederholte Experimentdurchführung bestimmt werden, in dem eine solche Verteilung gewählt wird, welche der beobachteten Häufigkeitsverteilung der Experimentergebnisse am besten entspricht. Hier wird eine Verteilung an das Datensatz angepasst. Dieser Prozess (Fitting) ist in Bild 2-1 skizziert.

Umgekehrt kann aus einer Verteilung ein solcher Datensatz generiert werden, dessen Häufigkeitsverteilung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der probabilistische Variablen entspricht. Dieser Prozess wird Sampling genannt, da hier ein Stichproben-Datensatz künstlich generiert wird. Sampling wird oft bei solchen Problemstellungen verwendet, bei denen der Einfluss von Eingangsvariablen auf die Ergebnisvariable nicht analytisch lösbar ist. Deswegen werden solche Aufgaben numerisch mit Hilfe des generierten Stichproben-Datensatzes gelöst. Dieser numerische Ansatz wird in diesem Bericht oft verwendet. Die Anzahl der Samples gibt dabei die Größe des künstlich generierten Stichproben-Datensatzes an.

### 2.1.1 Bayes'sches Updating

Oftmals sind die vorhandenen Informationen über die für die Bewertung benötigten Wahrscheinlichkeiten und Verteilungen limitiert. Aus diesem Grund wurden Verfahren entwickelt, mit denen Ausgangsinformationen mit neuen Informationen (z. B. Messwerte) upgedatet werden. Beispielsweise gibt es zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme eines Messsystems nur eine grobe Aussage des Herstellers über die Versagenswahrscheinlichkeit von Sensoren ei-

nes gewissen Typs. Mit neuen Informationen zu den Versagenswahrscheinlichkeiten können diese ursprünglichen Informationen mit den neuen Erkenntnissen aktualisiert werden und somit eine genauere Aussage getroffen werden. Im oben genannten Beispiel wären dies z. B. Erfahrungswerte von aufgetretenen Sensorausfällen. Diese Aktualisierung kann mittels sogenanntem Bayes'schen Updating durchgeführt werden. Die Vorgehensweise gehört zu den Standardanwendungen der Statistik und ist in unzähligen Büchern (z. B. [3], [36], [37]), Vorlesungsunterlagen und Websites erklärt. Auch für die numerische Implementation finden sich viele Literaturquellen (z. B. [7], [23]) mit Beispielen für die praktische Anwendung.

In der klassischen Statistik werden Verteilungsparameter als Konstanten definiert. Zur Beschreibung der Unsicherheiten der Verteilungsparameter, welche z. B. durch geringe Stichprobengröße entstehen, werden unter anderem Konfidenzintervalle verwendet. Das Konfidenzintervall definiert den Bereich, in dem der gesuchte Parameter mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit (oftmals 95 %) liegt. Bei der Bayes'schen Statistik werden im Gegensatz hierzu die Parameter als verteilte Variablen betrachtet, welche durch zusätzliche Informationen angepasst werden.

Der Updating Prozess basiert auf dem Satz von Bayes, welcher in Gl. 2-1 dargestellt wird:

$$P(E_i|A) = \frac{P(A|E_i)P(E_i)}{P(A)} \quad \text{Gl. 2-1}$$

Hier sind:

- $P(E_i)$  ist hier die a priori Wahrscheinlichkeit, dass das Ereignis  $E_i$  eintritt,

- $P(A)$  ist hier die a priori Wahrscheinlichkeit, dass das Ereignis  $A$  eintritt,
- $P(A|E_i)$  ist hier die Wahrscheinlichkeit, dass das Ereignis  $A$  eintritt unter der Bedingung des Eintretens von  $E_i$ ,
- $P(E_i|A)$  ist hier die Wahrscheinlichkeit, dass das Ereignis  $E_i$  eintritt unter der Bedingung des Eintretens von  $A$ .

Mit Gl. 2-1 kann also die (bedingte) Wahrscheinlichkeit  $P(E_i|A)$  berechnet werden, wenn die (bedingte) Wahrscheinlichkeit  $P(A|E_i)$  bekannt ist. Der Zähler  $P(A)$  in Gl. 2-1 kann mit dem Satz der totalen Wahrscheinlichkeit erweitert werden zur Summe aller möglichen Wahrscheinlichkeiten welche zum Ereignis  $A$  führen. Damit wird Gl. 2-1 zu Gl. 2-2:

$$P(E_i|A) = \frac{P(A|E_i)P(E_i)}{\sum_{j=i}^n P(A|E_j)P(E_j)} \quad \text{Gl. 2-2}$$

Bei der Betrachtung im Rahmen des Bayes'schen Updatings werden die Wahrscheinlichkeiten in Gl. 2-1 wie folgt interpretiert, des Weiteren wird die Notation angepasst:

- Der upzudatende Parameter  $\theta$  hat die möglichen Werte  $\theta_i, i = 1, 2, \dots, n$ .
- Das Ereignis (z. B. Ergebnisse aus Experimenten) wird mit  $x$  bezeichnet.
- Die Wahrscheinlichkeit  $P'(\theta_i)$  (entspricht  $P(E_i)$  in Gl. 2-2) ist die Hypothese (a priori Wahrscheinlichkeit) welche im Zuge des Updating Prozesses angepasst wird. Hier ist die ursprünglich vorhandene Information zu finden. Der einfache Apostroph ' markiert hier die a priori Wahrscheinlichkeit.
- $P(x|\theta_i)$  (entspricht  $P(A|E_i)$  in Gl. 2-2) ist die sogenannte Likelihood. Hier wird die neue Information – das Eintreten des Ereignisses  $x$  – verarbeitet. Der Term repräsentiert die bedingte (!) Wahrscheinlichkeit, dass das Ereignis  $x$  eingetreten ist unter der Bedingung, dass unsere Hypothese gilt.
- Die Wahrscheinlichkeit  $P''(\theta_i)$  (entspricht  $P(E_i|A)$  in Gl. 2-2) ist dann unsere upgedatete Hypothese (a posteriori Wahrscheinlichkeit) unter Berücksichtigung der neuen Erkenntnisse durch das Ereignis  $x$ . Der doppelte Apostroph '' markiert hier die a posteriori Wahrscheinlichkeit.
- Der Nenner  $\sum_{j=i}^n P(x|\theta_j)P'(\theta_j)$  normiert die a posteriori Wahrscheinlichkeit, sodass die kumu-

lierte Verteilungsdichte wieder 1 ergibt. Dies wird als Normalisierungskonstante bezeichnet.

Somit wird Gl. 2-2 zu Gl. 2-3 umgeschrieben:

$$P''(\theta_i) = \frac{P(x|\theta_i)P'(\theta_i)}{\sum_{j=i}^n P(x|\theta_j)P'(\theta_j)} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Im Folgenden wird die Anwendung im Falle einer diskreten Verteilung demonstriert.

### Beispiel – Ausfallswahrscheinlichkeit von Sensoren

An einer Messstelle werden 20 Sensoren des gleichen Typs verbaut. Der Hersteller gibt aus seiner Erfahrung an, dass die Versagensrate für diesen Sensortyp zu 25 % bei 0,005 pro Jahr, zu 60 % bei 0,01 pro Jahr, zu 10 % bei 0,02 pro Jahr, zu 3 % bei 0,05 pro Jahr und zu 2 % bei 0,1 pro Jahr ist. Wir wollen diese Werte mit Hilfe unserer Messerfahrung anpassen. Angenommen, im Rahmen einer Messung fallen tatsächlich innerhalb von 10 Jahren an der Messstelle 2 Sensoren aus, welche nach Ausfall jeweils durch einen neuen Sensor gleichen Typs ersetzt werden. Nun kann mit dieser neuen Erkenntnis die Ausfallswahrscheinlichkeit durch Bayes'sches Updating wie folgt neu bewertet werden.

Die Hypothese  $P'(\theta_i)$  ist hier die Herstellerangabe, also die oben angeführte Wahrscheinlichkeitsfunktion wie auch in Bild 2-2 dargestellt.

Die Likelihood  $P(x|\theta_i)$  stellt die Wahrscheinlichkeit dar 2 Sensorausfälle in 10 Jahren bei einer Versagensrate von  $v_i$  (je Sensor) zu erhalten. Dies kann mit einem Poisson-Prozess modelliert werden. So-

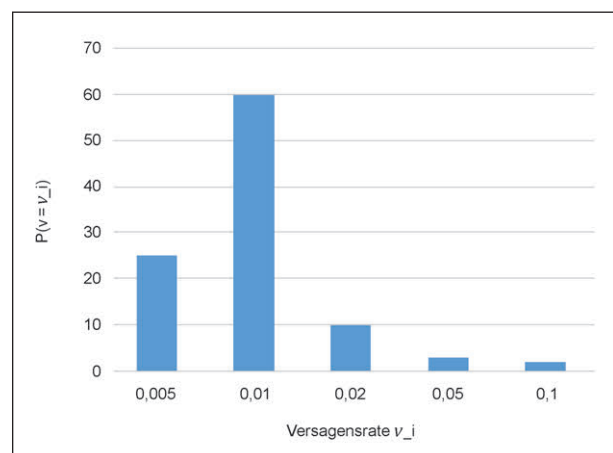


Bild 2-2: Hypothese – Wahrscheinlichkeitsfunktion der Versagensrate  $v$  von Sensoren laut Herstellerangaben

mit ergibt sich die Likelihood für eine Versagensrate  $v_i$  zu  $P(x|\theta_i) = \frac{(v_i \cdot 20 \cdot 10)^2}{2!} e^{-v_i \cdot 20 \cdot 10}$ . In Tabelle 2-1 sind die einzelnen Werte für das Updating nach Gl. 2-2 dargestellt. Hier zeigt sich, dass die Summe von  $P(E_i)$  und der upgedateten Wahrscheinlichkeitsfunktion  $P(E_i|A)$  jeweils 1 ergeben, diese also wirklich Wahrscheinlichkeitsverteilungen ergeben. Dies ist für die Likelihood  $P(A|E_i)$  nicht gegeben, die Likelihood stellt also keine Wahrscheinlichkeitsfunktion dar.

In Bild 2-3 ist die upgedatete Wahrscheinlichkeitsfunktion  $P''(\theta_i)$  dargestellt. Es zeigt sich, dass der Hersteller seine Sensoren gut kennt. Die von ihm am höchsten bewertete Versagensrate  $v_2 = 0,01$  pro Jahr hat sich bestätigt und wird nun mit einer Wahrscheinlichkeit von 73 % bewertet. Die hohen Versagensraten von  $v_4 = 0,05$  pro Jahr und  $v_5 = 0,10$  pro Jahr werden dafür als sehr unwahrscheinlich ermittelt.

Betrachtet man nun den Fall, dass der upzudatende Parameter kontinuierlich verteilt ist, so werden aus Wahrscheinlichkeitsfunktionen  $P$  Wahrscheinlich-

keitsdichtefunktionen (PDF)  $f$  und die Summation  $\sum$  geht in das Integral  $\int$  über. Damit ergibt sich Gl. 2-4:

$$f''(\theta_i) = \frac{f(x|\theta_i)f'(\theta_i)}{\int_{-\infty}^{\infty} f(x|\theta_j)f'(\theta_j) d\theta} \tag{Gl. 2-4}$$

Hat man Beobachtungen von mehreren Ereignissen (z. B. mehrere Experimente) so kann die Likelihood als das Produkt der Likelihoods der Einzelereignisse ausgedrückt werden, wie in Gl. 2-5 für  $k$  Ereignisse dargestellt wird:

$$f''(\theta_i) = \frac{[\prod_{j=1}^k f(x_j|\theta_i)]f'(\theta_i)}{\int_{-\infty}^{\infty} f(x|\theta_j)f'(\theta_j) d\theta} \tag{Gl. 2-5}$$

Hier ist es wichtig sich zu verinnerlichen, dass wir hier die Verteilung der Parameter der zugrundeliegenden Basisverteilung updaten. Beispielsweise wird bei einer normalverteilten Basisverteilung  $N(\mu, \sigma)$  bei bekannter Standardabweichung  $\sigma$  die Verteilung des Mittelwertes  $\mu$  upgedatet, welche möglicherweise ebenfalls normalverteilt mit  $N_{\mu}(\mu', \sigma')$  sein kann, wobei hier  $\mu'$  und  $\sigma'$  die sogenannten Hyperparameter sind, welche upgedatet werden.

$i$	$v_i$	$P'(\theta_i)$	$P'(x \theta_i)$	$\sum_{j=i}^n P(x \theta_j)P'(\theta_j)$	$P''(\theta_i)$
1	0,005	0,25	0,1839	0,2231	0,21
2	0,01	0,6	0,2707		0,73
3	0,02	0,1	0,1465		0,07
4	0,05	0,03	0,00227		0,00
5	0,1	0,02	$4,12 \times 10^{-7}$		0,00
Summe		1,00	0,6034		1,00

Tab. 2-1: Einzelwerte für das Updating

Die Lösung von Gl. 2-4 ist oftmals analytisch nur sehr aufwändig, oder gar nicht möglich. In diesem Fall muss die a posteriori Verteilung mittels numerischer Methoden gesampelt werden. Als zielführend haben sich hier Markov-Chain-Monte-Carlo Methoden gezeigt (z. B. der Metropolis-Hastings oder Gibbs Algorithmus) mit welchem Samples der a posteriori Verteilung ermittelt werden können. Auf diese Samplingmethoden wird hier nicht näher eingegangen.

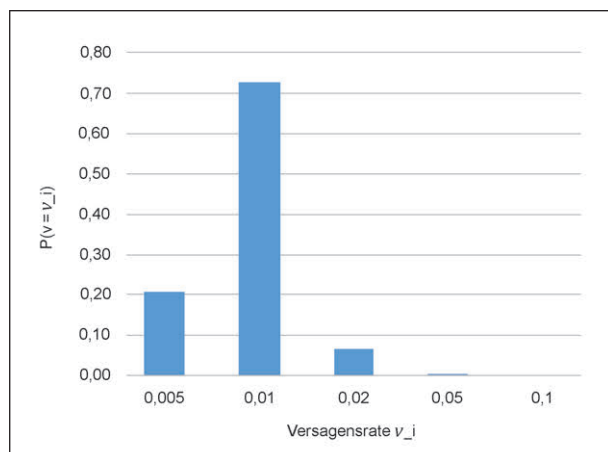


Bild 2-3: Upgedatete Hypothese – Wahrscheinlichkeitsfunktion der Versagensrate  $v$  von Sensoren

Oftmals ist die Verteilung der jeweiligen Parameter nicht von vornherein bekannt und muss angenommen werden. Hier kann die Verteilung z. B. im ersten Schritt als gleichförmig verteilt angenommen werden (gleiche Wahrscheinlichkeit über den gesamten Bereich). Eine andere Möglichkeit ist die Wahl der Verteilung des Parameters derart, dass sich in Kombination mit der Verteilung der Basisverteilung eine einfache analytische Lösung ergibt, wobei die Verteilung des Parameters a priori und a posteriori gleich bleibt. Diese Kombinationen sind sogenannte konjugierte Verteilungen. Hier existieren vorgefertigte Lösungen in Tabellenform, welche eine einfache Ermittlung der a posteriori Verteilung ermöglichen. Wenn die Basisvariable z. B. eine Exponentialverteilung aufweist, kann mit der Wahl der

Verteilung des Parameters  $\lambda$  als Gammaverteilung eine einfache Lösung gefunden werden. Tabellen mit den konjugierten Verteilungen finden sich in vielen Literaturstellen (z. B. [3]) oder auch online (z. B. [57]). Im Folgenden ein einfach gehaltenes Beispiel zur Demonstration der Vorgehensweise.

**Beispiel – Konjugierte Verteilungen – Rissweitenermittlung**

Auf der Unterseite einer Hochbaudecke soll die mittlere Rissweite bestimmt werden. Die Rissweiten werden als gute Näherung normalverteilt angenommen (auch wenn in der Realität keine negativen Rissweiten vorkommen können). Es ist bekannt, dass die Verteilung der Rissweiten mit einer bekannten Standardabweichung von  $\sigma = 0,01$  mm verteilt sind. Eine erste Schätzung basierend auf einer numerischen Berechnung prognostiziert eine mittlere Rissweite von 0,2 mm. Bei einer ersten Messung werden zwei Rissweiten gemessen. Um sicherzugehen wird zu einem späteren Zeitpunkt noch eine zweite Messung durchgeführt. Hier werden fünf Messwerte erhoben. Die Messwerte sind in Tabelle 2-2 aufgelistet. Es ist die Verteilung der Rissweiten unter Berücksichtigung der Messungen zu ermitteln.

Für die Berechnung wird die Tabelle der konjugierten Verteilungen nach [57] verwendet. Da die Basisvariable (Rissweite) normalverteilt mit bekannter Varianz ist, ist die konjugierte a priori und a posteriori

Messung 1 [mm]	Messung 2 [mm]
0,225	0,243
0,237	0,238
	0,227
	0,231
	0,23
n = 2	n = 5

Tab. 2-2: Beispiel gemessener Rissweiten

ori Verteilung des Mittelwertes auch normalverteilt laut Tabelle in [57]. Der upzudatende Parameter stellt den Mittelwert der Basisvariablen dar. Die a priori Verteilung des Mittelwertes wird mit einem Mittelwert von  $\mu_{\mu'} = 0,2$  mm entsprechend der numerischen Schätzung angenommen. Für die Standardabweichung des Mittelwertes gibt es keine Vorgabe. Hier werden zwei Fälle betrachtet: im ersten Fall wird die Standardabweichung des Mittelwertes mit  $\sigma_{\mu,1'} = 0,05$  mm angenommen was einer relativ breiten Verteilung entspricht. Dies signalisiert, dass man der a priori Verteilung wenig Vertrauen entgegen bringt. Im zweiten Fall wird die Standardabweichung des Mittelwertes mit  $\sigma_{\mu,2'} = 0,01$  mm angenommen, welches ein höheres Vertrauensniveau signalisiert.

Die a posteriori Verteilungen lassen sich nach [57] entsprechend mit Gl. 2-6 und Gl. 2-7 bestimmen:

$$\mu_{\mu''} = \frac{\frac{\mu_{\mu'}}{\sigma_{\mu'}^2} + \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{\sigma^2}}{\frac{1}{\sigma_{\mu'}^2} + \frac{n}{\sigma^2}} \tag{Gl. 2-6}$$

$$\sigma_{\mu''} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{\sigma_{\mu'}^2} + \frac{n}{\sigma^2}}} \tag{Gl. 2-7}$$

Wenn zuerst Messung 1 upgedatet wird und dann die erhaltene a posteriori Verteilung des Mittelwertes als a priori Verteilung für das Update mit Messung 2 verwendet wird, zeigt sich dann das Ergebnis nach Tabelle 2-3.

In Bild 2-4 sind die Entwicklungen der Verteilungen des Mittelwertes (links) und der Basisvariable (rechts) im Rahmen des Updatingprozesses für den Fall mit  $\sigma_{\mu,1'} = 0,05$  mm dargestellt. Bild 2-5 zeigt die entsprechenden Verteilungen für den Fall mit  $\sigma_{\mu,2'} = 0,01$  mm.

Es zeigt sich, dass die Messwerte offensichtlich eine im Vergleich zur numerischen Prognose er-

	$\sigma_{\mu,1'} = 0,05$ mm		$\sigma_{\mu,2'} = 0,01$ mm	
	Update 1	Update 2	Update 1	Update 2
$\mu_{\mu}$	$\mu_{\mu''} = 0,230$	$\mu_{\mu'''} = 0,231$	$\mu_{\mu''} = 0,221$	$\mu_{\mu'''} = 0,225$
$\sigma_{\mu}$	$\sigma_{\mu''} = 7,00E-3$	$\sigma_{\mu'''} = 4,98E-3$	$\sigma_{\mu''} = 5,77E-3$	$\sigma_{\mu'''} = 4,47E-3$

Tab. 2-3: Verteilung des Mittelwertes nach dem Update

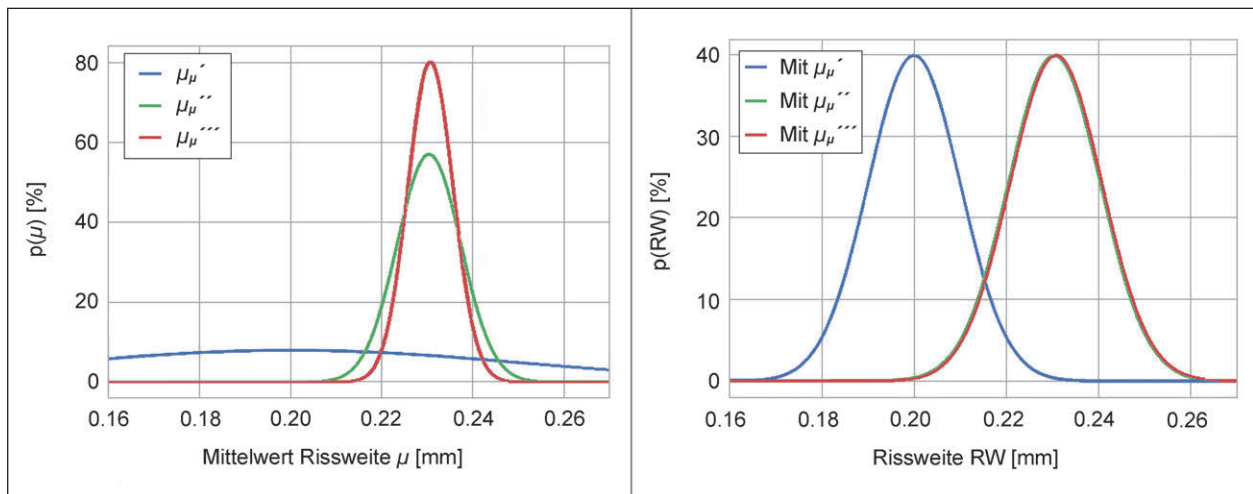


Bild 2-4: Ergebnis des Updatingprozesses mit  $\sigma_{\mu,1}^{\prime} = 0,05$  mm; (links) Verteilungen des Mittelwertes; (rechts) Verteilungen der Basisvariablen; vor Update:  $\mu_{\mu}^{\prime}$ , nach Update 1:  $\mu_{\mu}^{\prime\prime}$ , nach Update 2:  $\mu_{\mu}^{\prime\prime\prime}$

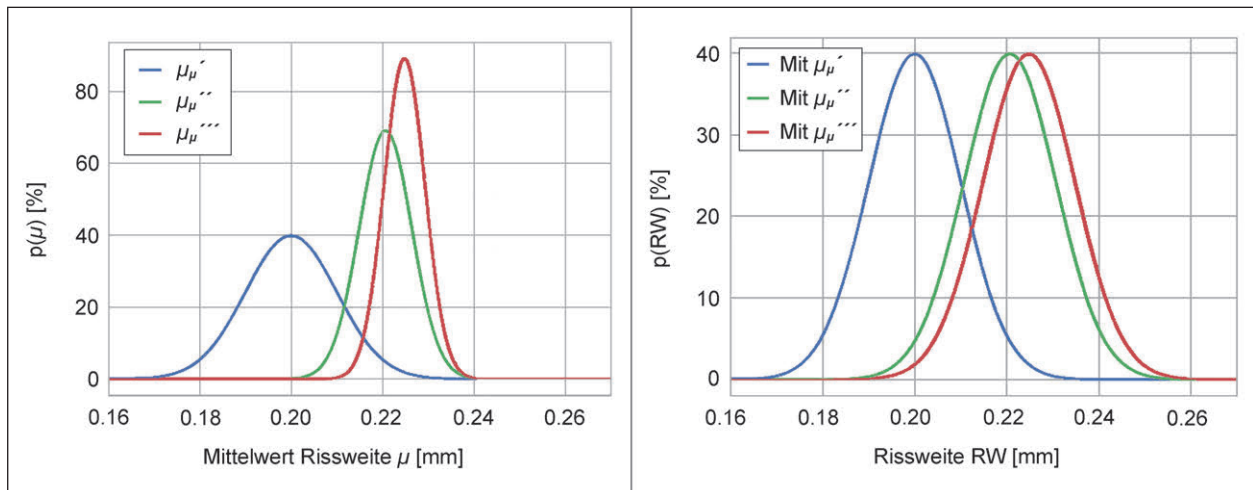


Bild 2-5: Ergebnis des Updatingprozesses mit  $\sigma_{\mu,2}^{\prime} = 0,01$  mm; (links) Verteilungen des Mittelwertes; (rechts) Verteilungen der Basisvariablen; vor Update:  $\mu_{\mu}^{\prime}$ , nach Update 1:  $\mu_{\mu}^{\prime\prime}$ , nach Update 2:  $\mu_{\mu}^{\prime\prime\prime}$

höhte Rissweite wahrscheinlich machen. Es ist auch klar zu sehen, dass die Streuung des Mittelwertes mit jedem Update geringer wird (d. h. das Vertrauensniveau steigt). Des Weiteren sieht man, dass bei einem höheren Vertrauen (geringere Streuung) der a priori Schätzung im Fall 2 die a priori Schätzung einen höheren Einfluss auf die a posteriori Verteilung behält. Der Updateprozess verläuft sozusagen langsamer, dafür haben fehlerhafte Messwerte keinen so großen Einfluss auf das Ergebnis.

Als Anmerkung sei noch erwähnt, dass die Messwerte numerisch mit einem Mittelwert  $\mu = 0,24$  mm und der vorausgesetzten Standardabweichung  $\sigma = 0,1$  mm gesammelt wurden.

## 2.1.2 Extremwertverteilungen

### Extremwertverteilungen

Für die stochastische Bewertung von Schäden, welche aufgrund von Einzelereignissen auftreten ist die Verteilung der Extremwerte der jeweiligen Ereignisse für die Bewertung von Interesse. Es sind also jene Werte gesucht, die das Ereignis innerhalb eines gewissen Bezugszeitraumes maximal oder minimal annehmen kann. In Bezug auf Brücken sind hier vor allem die Extremwerte der Einwirkungen (z. B. Verkehr, Wind) von Interesse, weshalb in diesem Kapitel auf die Maximalwerte Bezug genommen wird. Auf die Verwendung der Extremwertverteilungen wird näher im Kapitel 2.2.1 eingegangen.



Im Gegensatz hierzu ist bei Schadensprozessen mit kumulierenden Schädigungen (z. B. Ermüdung) jeweils das gesamte Einwirkungskollektiv über den gesamten Zeitraum zu betrachten.

Betrachtet man ein Sample  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  der Größe  $n$  einer verteilten Variable  $X$  mit bekannter Dichtefunktion (PDF)  $f(x)$  und dazugehöriger kumulierter Verteilungsfunktion (CDF)  $F(x)$ , so kann jeder Wert  $x_i$  auch als einzelnes Sample der unabhängigen Verteilung  $X_i$  mit der gleichen Verteilungsfunktion wie  $X$  betrachtet werden.

Die verteilte Variable  $Z$  stellt unsere Extremwertverteilung dar. Es gilt also Gl. 2-8:

$$Z = \max(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad \text{Gl. 2-8}$$

Wenn  $Z$  also kleiner als ein spezifischer Wert  $z$  ist, so müssen also die einzelnen Verteilungen  $(X_1, X_2, \dots, X_n)$  auch jeweils kleiner als  $z$  sein. Somit ergibt sich die CDF der Extremwerte  $Z$  mit Gl. 2-9:

$$F_Z(z) = P(X_1 \leq z, X_2 \leq z, \dots, X_n \leq z) = (F_X(z))^n \quad \text{Gl. 2-9}$$

Die dazugehörige PDF ist die erste Ableitung entsprechend Gl. 2-10:

$$f_Z(z) = \frac{dF_Z(z)}{dz} = n \cdot (F_X(z))^{n-1} \cdot f_X(z) \quad \text{Gl. 2-10}$$

Es zeigt sich also, dass die Verteilung der Extremwerte eine Funktion der Ursprungsverteilung ist. Mit steigender Sampleanzahl  $n$  nähert sich die Extremwertverteilung asymptotisch einer von drei grundlegenden Extremwertverteilungen an. Der jeweilige Typ der Extremwertverteilung wird vor allem durch die auslaufende Form der Ursprungsverteilung im Bereich der Extremwerte (Tail) bestimmt:

- Typ 1 – Gumbel Typ  
Ausläufer fallen exponentiell ab. Verteilungsfunktion:  $F(z) = e^{-e^{-(z-\mu)/\beta}}$  mit Lageparameter  $\mu$  und Skalierungsparameter  $\beta (> 0)$ , siehe [58].
- Typ 2 – Fréchet Typ  
Ausläufer fallen polynomiell ab. Verteilungsfunktion:  $F(z) = e^{-\left(\frac{z-m}{s}\right)^{-\alpha}}$  mit Lageparameter  $m$ , Skalierungsparameter  $s$  und Formparameter  $\alpha$ , siehe [59].
- Typ 3 – Weibull Typ  
Ausläufer sind nach oben begrenzt. Verteilungsfunktion:  $F(z) = 1 - e^{-\left(\frac{z}{\lambda}\right)^k}$  (für  $z \geq 0$ , sonst

$F(z) = 0$ ) mit Skalierungsparameter  $\lambda$  und Formparameter  $k$ , siehe [60].

Die drei Typen können auch mit einer sogenannten allgemeinen Extremwertverteilung (GEV, siehe [61]) beschrieben werden.

Für die Ermittlung der Extremwerte aus Daten gibt es grundsätzlich zwei Methoden:

1. Die „Block-Maxima“-Methode ermittelt die Extremwerte von bestimmten Zeiträumen (z. B. jährliches Maximum) und
2. die „Peak-Over-Treshold“-Methode ermittelt alle Maxima, welche über einem bestimmten Schwellenwert liegen.

**Beispiel – Windgeschwindigkeiten**

An einer Messstelle wurden über einen Zeitraum von 30 Jahren von 1985 bis 2014 die Windgeschwindigkeiten gemessen. Die jährlichen Maximalwerte  $v_{max}$  der gemessenen Windgeschwindigkeiten werden mit der „Block-Maxima“-Methode (Blockbreite 1 Jahr) ermittelt und sind in Tabelle 2-4 dargestellt. Die Fragestellung ist, welche Windgeschwindigkeit mit 95%iger Wahrscheinlichkeit in einem Jahr nicht überschritten wird.

Der Mittelwert der Messwerte beträgt  $m = 59,17$  m/s und die empirische Standardabweichung  $s = 1,23$  m/s. Unter der Annahme, dass die maximalen Windgeschwindigkeiten einer Extremwertverteilung des 1. Typs (Gumbel) entsprechen, können nach [58] die Parameter der Verteilung entsprechend Gl. 2-11 und Gl. 2-12 bestimmt werden.

$$s^2 = \frac{\pi^2}{6} \beta \rightarrow \beta = s \frac{\sqrt{6}}{\pi} = 0,959 \quad \text{Gl. 2-11}$$

Jahr	$v_{max}$	Jahr	$v_{max}$	Jahr	$v_{max}$
1985	58,09	1995	59,25	2005	58,27
1986	58,2	1996	58,58	2006	62,13
1987	59,06	1997	57,72	2007	58,9
1988	58,12	1998	58,77	2008	58,66
1989	59,13	1999	61,98	2009	59,09
1990	59,85	2000	59,25	2010	59,98
1991	61,97	2001	57,55	2011	58,88
1992	59,86	2002	58,84	2012	59,05
1993	59,6	2003	59,75	2013	58,38
1994	57,95	2004	57,54	2014	60,78

Tab. 2-4: Gemessene jährliche Maximalwerte der Windgeschwindigkeit in m/s

$$m = \mu + \beta\gamma \rightarrow \mu = m - \beta\gamma = 58,616 \quad \text{Gl. 2-12}$$

Mit  $\gamma = 0,5772157$  als Eulersche Konstante.

Somit ist die CDF der Extremwertverteilung Typ 1 wie folgt definiert:

$$\begin{aligned} F(z) &= \exp \left[ - \exp \left[ - \frac{z - \mu}{\beta} \right] \right] \\ &= \exp \left[ - \exp \left[ - \frac{z - 58,616}{0,959} \right] \right] \end{aligned} \quad \text{Gl. 2-13}$$

Folgend lässt sich die Windgeschwindigkeit welche mit 95 % Wahrscheinlichkeit in einem Jahr nicht überschritten wird durch Umformen wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} F(z) &= \exp \left[ - \exp \left[ - \frac{z_{95} - 58,616}{0,959} \right] \right] \\ &= 0,95 \rightarrow z_{95} \\ &= 58,616 - 0,959 \cdot \ln(-\ln(0,95)) \\ &= 61,46 \text{ m/s} \end{aligned} \quad \text{Gl. 2-14}$$

Es existieren auch Tabellen für die Extremwertverteilungen mit welchen sich die Auswertung vereinfachen lässt.

## 2.2 Monitoringkonzepte

Monitoringkonzepte wurden für unterschiedliche Problemstellungen erstellt. Die gängigsten sind:

- Analyse/Verifikation vom Tragwerksverhalten im Betrieb,
- Erkennung eventueller (auch nicht sicherheitsrelevanten) Änderungen im Tragwerksverhalten,
- Erkennung von Tragwerksschäden,
- Überwachung der Verkehrslasten oder Belastung kritischer Stellen (Einwirkungsüberwachung) und
- Ermittlung des Tragwerkswiderstandes.

Die für die Bewertung der Tragwerkszuverlässigkeit relevanten Konzepte werden im Folgenden vorgestellt.

Im Kapitel 2.2.1 wird die Überwachung von Verkehrslasten und der Belastung kritischer Stellen (Einwirkungsüberwachung) behandelt.

Kapitel 2.2.2 fasst die wichtigsten messbaren Indikatoren von Tragwerksschäden zusammen. Die Verwendung dieser Indikatoren zum Zweck vom Auslösen einer Sonderinspektion (Schadensindizes) wird im Kapitel 2.2.3 erläutert, während sich Kapitel 2.2.4 mit ihrer Verwendung in der Anpassung vom Berechnungsmodell (Systemidentifikation) befasst.

Die Verwendung dieser Ergebnisse in der Tragwerksbeurteilung wird im Kapitel 2.3 behandelt.

### 2.2.1 Einwirkungsüberwachung

Bei der Überwachung der Einwirkungen können folgende Parameter messtechnisch bestimmt werden:

- Achslastkollektive,
- dynamische Lasterhöhungen,
- Spannungsschwingbreiten an ermüdungskritischen Stellen und
- außerordentliche Lasten.

Diese Ergebnisse können dann zu folgenden Zwecken verwendet werden:

- Strecken- oder objektspezifische Lastmodelle,
- Anpassung der Teilsicherheitsfaktoren für Verkehrslasten und
- Anpassung der Schadensakkumulationsprognose (Ermüdung).

#### Strecken-/objektspezifische Lastmodelle

Die Achslasten können aus den an Brücken aufgenommenen Daten identifiziert werden – hier spricht man dann von einem B-WIM (Bridge Weigh-In-Motion) System. Dazu werden Messdaten der aufgenommenen Schwingungen oder Dehnungen benutzt. Die Algorithmen, die Schwingungsmessdaten verarbeiten, sind generell mehr auf ein bekanntes Straßenprofil angewiesen, denn dieser beeinflusst die Zeitreihen der Schwingungen wesentlich [63]. Bei B-WIM Systemen, die auf aus Dehnungsmessdaten basieren und identifizierte Einflusslinien benutzen, ist ein bekanntes Straßenprofil keine zwingende Voraussetzung, aber wohl ein Mittel zur Erhöhung der Genauigkeit [67]. Aus den identifizierten Achslastkollektiven lassen sich unter Verwendung der Einflusslinien und der Extremwerttheorie die zu erwartenden Maximalwerte der Querschnittskräfte in einem vorgegebenen Zeitraum ermitteln. Typischerweise wird hier eine Wiederkehrperiode von 1.000

Jahren gewählt, was den Lastanforderungen vom Eurocode für neue Brücken entspricht. Für die Ermittlung der Extremwerte werden die gemessenen Tagesmaxima (oder auch Wochen- oder Monatsmaxima) herangezogen, aus denen eine Extremwertverteilung (siehe Kapitel 2.1.2) gebildet wird. Durch diese ist dann der zu erwartende Extremwert abhängig von der Wiederkehrperiode bestimmt [26].

Weiterhin können Überwachungsdaten zur Bestimmung objektspezifischer dynamischer Lasterhöhungen benutzt werden. Bei mehreren Überwachungsprojekten wurde beobachtet, dass die dynamische Erhöhung mit der Lastamplitude abnimmt. Bild 2-6 zeigt dynamische Lasterhöhung in Abhängigkeit von der peak-to-peak Dehnungsamplitude einzelner Ereignisse, aufgenommen an einer Autobahnbrücke. Es wurden auch Verkehrsereignisse, bei denen sich zwei Lkw an der Brücke treffen, durch dynamische Simulationen untersucht [39]. Auch hier wurde eine Abnahme der dynamischen Erhöhungen mit der Lastamplitude festgestellt. Basierend auf den Überwachungsdaten können objektspezifische dynamische Erhöhungsfaktoren am Bemessungslastniveau bestimmt werden.

**Anpassung der Teilsicherheitsfaktoren für Verkehrslasten**

Die Überwachung der Einwirkungen reduziert im Prinzip ihre ursprüngliche Unsicherheit. Im semi-probabilistischen Konzept entspricht dies einer Reduktion des Teilsicherheitsfaktors. Im Projekt SAMARIS [66] wurde eine Methodik vorgeschlagen, in der Werte vom Teilsicherheitsfaktor  $\gamma_Q$  von der Methode, die zur Bestimmung der Verkehrslasten benutzt wurde, abhängen. Es wurde vorgeschlagen, von einem Wert  $\gamma_Q = 1,8$  auszugehen, und diesen

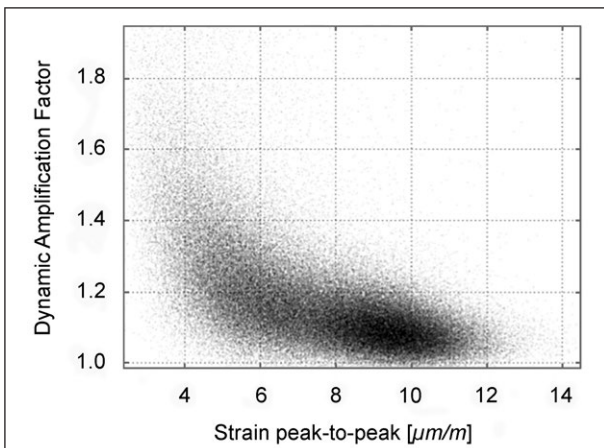


Bild 2-6: Beispiel gemessener Lasterhöhungsfaktoren an einer Autobahnbrücke

Wert ggf. durch genauere Bestimmung der Verkehrslasteigenschaften zu reduzieren (Tabelle 2-5), wobei zusätzlich noch Verkehrsaufkommen und geplante Nutzungsdauer berücksichtigt werden.

Die Anpassung des Teilsicherheitsfaktors wird ausschließlich bei messtechnisch ermittelten Lastmodellen angewendet. Anwendung von einer Anpassung von  $\gamma_Q$  bei Normlasten ist derzeit nicht bekannt. Wenn objektspezifische Belastungsdaten vorliegen ist jedoch die Anwendung des semi-probabilistischen Ansatzes selten; meistens wird unter Verwendung der Messdaten der voll-probabilistische Ansatz gewählt.

**Anpassung der Schadensakkumulationsprognose**

Durch dynamische Messung der auftretenden Dehnungen an ermüdungskritischen Stellen lässt sich mit dem Rainflow-Algorithmus die Anzahl der Schwingzyklen unterschiedlicher Dehnungsamplituden (Bild 2-7) im Zeitraum der Überwachung bestimmen. Unter der Annahme vom linear-elastischen Verhalten werden die Dehnungsschwingbreiten in Spannungsschwingbreiten umgerechnet. Diese können zur Auswertung vom Schadensakkumulationsindex  $D$  und vom Zuverlässigkeitsindex der Ermüdung  $\beta_{fat}$  eingesetzt werden (siehe Kapitel 2.3.1).

Gemessene Eigenschaft der Verkehrslast	Reduktion von $\gamma_Q$ (kumulativ)
Lastkollektiv	-0,2
Transversale Lastverteilung	-0,1
Dynamischer Verstärkungsfaktor	-0,1

Tab. 2-5: Reduktion des Teilsicherheitsfaktors  $\gamma_Q$  durch messtechnische Bestimmung der Lastparameter [66]

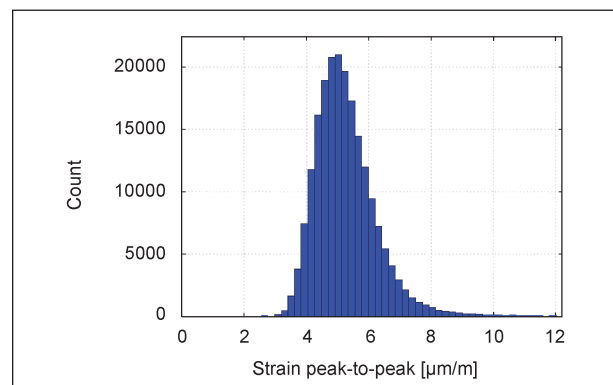


Bild 2-7: Beispiel eines gemessenen Histogramms der Dehnungsschwingbreiten

## 2.2.2 Indikatoren vom Tragwerkszustand

Das Tragwerksverhalten kann in Form verschiedener messbarer Indikatoren untersucht werden. Für eine erfolgreiche Implementierung ist wichtig, dass der gewählte Indikator empfindlich auf den zu erkennenden Schaden reagiert und gleichzeitig unempfindlich gegenüber störenden Einflüssen ist.

Die Indikatoren unterscheiden sich am meisten durch die benutzten Eingangsdaten. Der Einfluss von Datenverarbeitungsalgorithmen steht erst an der zweiten Stelle. Beispielsweise wurden bei einer Anwendung verschiedener schwingungsbasierter Indikatoren [28] sehr ähnliche Ergebnisse erzielt, während sich die Ergebnisse einer lagerkraftbasierter Methode von diesen mehr unterscheiden haben. Die wichtigsten messbaren Tragwerkeigenschaften, aus denen Indikatoren abgeleitet werden, sind:

- Resonanzeigenschaften (Frequenz, Schwingform, Dämpfung),
- Lastabtragungseigenschaften (Einflusslinien, Lastverteilungsfaktoren) und
- statische Deformationen (Durchbiegung, Neigung, Dehnung, Rissweite).

### Resonanzeigenschaften

Die Resonanzeigenschaften wurden als Schadensindikator am meisten erforscht. Sie werden durch die Tragwerkssteifigkeit beeinflusst. Umgekehrt können also Steifigkeitsänderungen durch Messung der Resonanzeigenschaften erkannt werden. Folglich können auch die Schäden, welche die Steifigkeit nicht beeinflussen, nicht erkannt werden.

Neben den Eigenfrequenzen, Schwingungsformen und Dämpfungszahlen wurden aus diesen Größen viele andere Indikatoren abgeleitet. Der MAC-Index ist ein Maß der Ähnlichkeit von Schwingungsformen und nimmt Werte zwischen 0 und 1 an. Durch den Vergleich zur Basismessung kann festgestellt werden, ob eine Änderung der Schwingungsformen stattgefunden hat. Pro Schwingungsform wird ein MAC-Wert ausgewertet. Der COMAC-Index ist auch ein Maß der Ähnlichkeit der Schwingungsformen, der aber pro Messpunkt und über mehrere Schwingungsformen ausgewertet wird. So wird hier versucht, neben der Feststellung einer Änderung (Erkennungslevel 1) auch die Schadenposition festzustellen (Erkennungslevel 2). Die Methoden der Erkennung von Flexibilität (MFC;  $H_0$ ) verwenden

neben Schwingungsformen auch die Eigenfrequenzen. Neben der Erkennung der Schadensposition wird hier auch das Ausmaß des Schadens (Erkennungslevel 3) in Form der Größe der Flexibilitätsänderung identifiziert [50]. Bei korrekter Anwendung kann hier die Verteilung von Steifigkeitsänderungen entlang des Tragwerks, welches durch einen Balken repräsentiert werden kann, identifiziert werden. Zu den Voraussetzungen zählen unter Verwendung von ambienten Messungen eine gleichmäßige Verteilung von Messpunkten, sowie eine gleichmäßige Massenverteilung entlang des Tragwerks.

Die modalen Krümmungen ( $\phi''$ ) reagieren viel empfindlicher auf Steifigkeitsänderungen als die Schwingungsformen ( $\phi$ ). Deshalb besitzen die Methoden, die auf modalen Krümmungen und modaler Dehnungsenergie (MSE) basieren, mehr Potenzial zur genauen Schadenserkenung. Vor allem wird die Position der Schadensstelle eindeutiger erkannt [53]. Jedoch lassen sich die modalen Krümmungen und Dehnungen nur relativ ungenau aus den Beschleunigungsmessdaten ableiten. Eine potenzielle Verbesserung wäre durch neue Messmethoden möglich, z. B. durch Dehnungsmessungen mit optischen Fasern. In einer Untersuchung der schwingungsbasierten Schadenserkenungsmethoden auf ihre Empfindlichkeit gegenüber Rauschsignalen [2] wurde festgestellt, dass die Methode der modalen Dehnungen (MSE) am wenigsten negativ beeinflusst wird.

Die resonanzbasierten Schadensindikatoren werden typischerweise zum Auslösen einer außerordentlichen Inspektion (Kapitel 2.2.3) oder zur Systemidentifikation (Kapitel 2.2.4 und 2.3.3) verwendet.

### Lastabtragungseigenschaften

Die Lastabtragungseigenschaften werden ebenfalls durch die Tragwerkssteifigkeit bestimmt. Sie widerspiegeln die Verteilung der Verkehrslasten im Tragwerk. In der Literatur wurden beispielsweise gemessene Einflusslinien vom Biegemoment [56] als Indikator benutzt. Wenn die Oberbaukonstruktion aus mehreren Trägern besteht, können auch Trägerverteilungsfaktoren [49] (d. h. Anteil der Dehnung einzelner Träger an der Summe der Dehnungen über alle Träger) bestimmt werden. Im Falle der fortschreitenden Schädigung eines Trägers wäre eine Umverteilung der Verkehrslasten zu erwarten, und daher eine Änderung der Verteilungsfaktoren. Die Lastabtragungseigenschaften werden typi-

scherweise für den Nachweis mit angepasstem Lastabtrag (Kapitel 2.3.2) oder für die Systemidentifikation (Kapitel 2.2.4 und 2.3.3) verwendet. Neben der Verwendung als Schadensindiz können sie auch bei der Berechnung der Auswirkung von Verkehrslasten eingesetzt werden.

### Statische Deformationen

Die statischen Deformationen werden neben Tragwerkssteifigkeit auch durch Umverteilung ständiger Lasten bestimmt. Somit reagieren sie auch auf Schäden, die keine Steifigkeitsänderungen sondern nur Änderungen der inneren Kräfte zur Folge haben. Die Deformationen werden typischerweise entweder als Reaktion auf bekannte Lasten bei Probelastungen aufgenommen, oder es wird die Änderung der statischen Deformation bei ständigen Lasten beobachtet. Die letztere Vorgehensweise birgt das Potenzial, auch solche Änderungen der inneren Kräfte im Tragwerk (z. B. Reduktion der Vorspannkraft) zu erkennen, die die Tragwerkssteifigkeit nicht beeinflussen.

Weitere, weniger verbreitete Methoden, basieren z. B. auf der dynamischen Antwort durch Verkehrslasten [32], oder der Tragwerksantwort auf Temperaturlasten ([64], [48]).

Aus den gemessenen Tragwerkseigenschaften können verschiedene Indikatoren abgeleitet werden. Eine Auswahl der Indikatoren samt ihren wichtigsten Eigenschaften ist in der Tabelle 2-6 aufgelistet. Grundsätzlich können alle gemessenen Indikatoren in der Systemidentifikation genutzt werden, und so für Erkennung des Level 3 (Schadensstelle & Ausmaß) sorgen. Die Erkennungslevels in der Tabelle 2-6 beziehen sich auf die Aussage der Indikatoren selbst (ohne Systemidentifikation).

Die Vorteile einzelner Indikatoren können durch ihre Kombination gebündelt werden. In der Literatur [51] wurde z. B. der Vorteil der Kombination von statischen und dynamischen Messungen in der Schadenserkennung vorgezeigt.

Kürzel (Bezeichnung, Referenz)	Messgröße	Extrahierte Eigenschaft	Bemerkungen
$\Delta f$ (Frequenzänderung, [45])	$a; v$	$f$	EN; GH; IDL1; $\Delta K$
MAC (Modal Assurance Criterion, [34])	$a; v$	$\phi$	IDL1; $\Delta K$
COMAC (Coordinate MAC, [34])	$a; v$	$\phi$	IDL2; $\Delta K$
MSE (Modal Strain Energy, [34], [53])	$a; v; \varepsilon$	$\phi''$	EH; GN; IDL3; $\Delta K$
$\phi''$ (mode shape curvature, [10])	$a; v; \varepsilon$	$\phi''$	EH; GN; IDL3; $\Delta K$
MFC (Modal Flexibility Change [34], [53])	$a; v; \varepsilon$	$f, \phi$	IDL3; $\Delta K$
$H_0$ (quasi-static flexibility, [50])	$a; v$	$f, \phi$	IDL3; $\Delta K$
IL (Einflusslinie, [56])	$\varepsilon$	$M, IL_M$	GH; $\Delta K$
GDF (Trägerverteilungsfaktor, [49])	$\varepsilon$		GH; $\Delta K$ ; IDL2
Statische Größen bei Probelastungen	$\varepsilon, w, \varphi$		GH; $\Delta K$
Änderung der statischen Größen ([52])	$\Delta\varepsilon, \Delta w, \Delta\varphi$		$\Delta K; \Delta\sigma$
<b>Legende der Messgrößen und extrahierten Eigenschaften</b>	<b>Legende der Bemerkungen</b>		
$a$ – Schwingbeschleunigung	EH – Hohe Empfindlichkeit des Indikators auf Schäden		
$v$ – Schwinggeschwindigkeit	EN – Niedrige Empfindlichkeit des Indikators auf Schäden		
$w$ – Durchbiegung	GH – Hohe Genauigkeit des Indikators messtechnisch möglich		
$\varphi$ – Neigung	GN – Niedrige Genauigkeit des Indikators ist zu erwarten		
$f$ – Eigenfrequenzen	IDL1 – Erkennungslevel 1: Schadenspräsenz		
$\phi$ – Schwingungsformen	IDL2 – Erkennungslevel 2: Schadensstelle		
$\phi''$ – Schwingungsformkrümmungen	IDL3 – Erkennungslevel 3: Schadensstelle & Ausmaß		
$M$ – Biegemoment	$\Delta K$ – Indikator reagiert auf Steifigkeitsänderungen		
$IL_M$ – Einflusslinie vom Biegemoment	$\Delta\sigma$ – Indikator reagiert auf Spannungsänderungen		

Tab. 2-6: Häufig verwendete Indikatoren

### 2.2.3 Schadensindizien

Die Erkennung von Schadensindizien dient vor allem zum Auslösen einer Warnung und einer Inspektion vor Ort. Das Ziel hier ist, die Präsenz des Schadens im Tragwerk zu erkennen. Manche Verfahren haben zusätzlich das Ziel die Schadensstelle zu erkennen. Die Erkennung der Schadensindizien basiert auf gemessenem Tragwerksverhalten. Es wird das aktuelle Tragwerksverhalten mit einer Referenz verglichen und die statistische Signifikanz der festgestellten Unterschiede wird überprüft.

Die Erkennung der Ausreißer von Indikatorwerten kann bei Überwachung eines Indikators einfach durch Gl. 2-15 berechnet werden. Hier wird die Differenz vom aktuellen Wert  $I(t)$  zum Mittelwert  $\bar{I}$  durch Standardabweichung des Indikators  $\sigma_I$  normiert, um den Novelty Index  $NI(t)$  zu bestimmen. Bei gleichzeitiger Überwachung mehrerer Indikatoren wird häufig die Mahalanobis-Norm verwendet (Gl. 2-16), die auch die Korrelation einzelner Indikatoren (definiert durch die Kovarianzmatrix  $cov(\mathbf{I})$ ) berücksichtigt [62].

$$NI(t) = \frac{|I(t) - \bar{I}|}{\sigma_I} \quad \text{Gl. 2-15}$$

$$NI(t) = \sqrt{(\mathbf{I}(t) - \bar{\mathbf{I}})^T (cov(\mathbf{I}))^{-1} (\mathbf{I}(t) - \bar{\mathbf{I}})} \quad \text{Gl. 2-16}$$

Bei gleichzeitiger Überwachung vieler Indikatoren ist es vorteilhaft, zunächst die Ordnung der Indikatormatrix (der Zeitreihe des Indikatorvektors) durch Principal Component Analysis (PCA) zu reduzieren [5]. Hierbei wird zunächst die Indikatormatrix  $\mathbf{I}$  in ihre Singulär-Werte ( $\mathbf{S}$ ) und -Vektoren ( $\mathbf{U}$ ) zerlegt (Gl. 2-17). Mit der Matrix  $\mathbf{T}$ , die die ersten  $m$ -Vektoren von  $\mathbf{U}$  beinhaltet, wird die rückprojizierte Indikatormatrix  $\hat{\mathbf{I}}$  berechnet (Gl. 2-18). Der Novelty Index  $NI$  wird dann als Mahalanobis-Norm der Residuen berechnet (Gl. 2-19), wobei  $N$  die Anzahl der Messwerte darstellt. Für die Auslösung einer Alarmmeldung ist die Festlegung des Schwellenwerts ( $SW$ ) entscheidend. Hier ist ein Kompromiss zwischen der Anzahl von Fehlalarmen und der Empfindlichkeit zu wählen. Die Verwendung von  $\alpha = 3$  bei der Schwellenfestlegung in der Gl. 2-20 resultiert in ein Konfidenzintervall von 99,7 %, unter der Annahme, dass  $NI$  normalverteilt ist, mit Mittelwert  $\bar{NI}$  und Standardabweichung  $\sigma_{NI}$ .

$$\mathbf{I} \cdot \mathbf{I}^T = \mathbf{U} \cdot \mathbf{S} \cdot \mathbf{U}^T \quad \text{Gl. 2-17}$$

$$\hat{\mathbf{I}} = \mathbf{T}^T \cdot \mathbf{T} \cdot \mathbf{I} \quad \text{Gl. 2-18}$$

$$NI(t) = \sqrt{(\mathbf{I}(t) - \hat{\mathbf{I}})^T \left(\frac{1}{N} \mathbf{I} \cdot \mathbf{I}^T\right)^{-1} (\mathbf{I}(t) - \hat{\mathbf{I}})} \quad \text{Gl. 2-19}$$

$$SW = \bar{NI} + \alpha \cdot \sigma_{NI} \quad \text{Gl. 2-20}$$

Über die Erkennung der Schadenspräsenz hinaus, versuchen manche Methoden auch die Schadensstelle zu identifizieren. Hier wird das Ausmaß der Änderung pro Messstelle oder pro Träger ausgegeben. Diese zusätzliche Information kann bei der ausgelösten Inspektion helfen, den zu inspizierenden Bereich einzuschränken.

### 2.2.4 Systemidentifikation

Bei der Systemidentifikation wird ein Modell des Tragwerks so angepasst, dass es mit den beobachteten Messergebnissen möglichst gut übereinstimmt. Ausgewählte Eigenschaften des Modells (Modellparameter) werden dabei optimiert. Bei der automatisierten Optimierung wird zunächst eine Zielfunktion definiert, die das Maß der Differenz zwischen Modell und Realität (Messung) darstellt. Eine häufig verwendete Definition der Zielfunktion ist die Gl. 2-21. Hier wird die Differenz zwischen den gemessenen Indikatoren  $\mathbf{I}_m$  und den berechneten Indikatoren des Modells  $\mathbf{I}_c$  mit der Matrix  $\mathbf{W}$  gewichtet. Die Gewichtungsmatrix ist dabei eine Diagonalmatrix mit den Werten  $W_{ii} = \sigma_i^{-2}$  in der Diagonale, wobei  $\sigma_i$  die Standardabweichung des  $i$ -ten gemessenen Indikators ist [51].

$$J = (\mathbf{I}_c - \mathbf{I}_m)^T \cdot \mathbf{W} \cdot (\mathbf{I}_c - \mathbf{I}_m) \quad \text{Gl. 2-21}$$

Die Systemidentifikation wird meistens in zwei Stufen durchgeführt. In der ersten Stufe werden die Parameter, die ein unbeschädigtes Tragwerk definieren, angepasst. Das ist typischerweise die Steifigkeit der Randbedingungen oder des Betons. In der zweiten Stufe werden die Schädigungsparameter angepasst.

Die Parameter, die die Tragwerksschäden beschreiben, sind typischerweise:

- Steifigkeitsreduktion der tragenden Elemente, verursacht durch Rissausbreitung im Beton oder Querschnittsreduktion vom Stahl,
- Reduktion der Vorspannkkräfte, verursacht durch Schäden an Spanndrähten, Verankerungen oder Kopplungen und
- erzwungene Verschiebungen, verursacht durch Fundamentbewegungen.

Bei der Auswahl der anzupassenden Parameter soll darauf geachtet werden, dass der zu erwartende Schaden mit einer möglichst kleinen Anzahl von Parameter realistisch beschrieben wird. Eine zu große Parameteranzahl erschwert die Findung einer plausiblen Lösung erheblich. Es ist deshalb vorteilhaft, im Vorfeld den plausibelsten Schadensmechanismus für die untersuchte Brücke zu bestimmen, und diesen mit möglichst wenigen Parametern im Modell abzubilden.

Aufgrund von unvollständigen Daten sowie Ungenauigkeiten in der Datenauswertung und Tragwerksmodellierung erhält man mit dem globalem Minimum der Zielfunktion nicht immer die beste physikalische Bild des Tragwerks. Deshalb ist es vorteilhaft, mehrere unterschiedliche Lösungen (lokalen Minima) zu bestimmen, die eine gute Identifikationslösung (Zielfunktionswert nahe dem globalen Minimum) darstellen [65]. Somit wird für den Ingenieur eine Möglichkeit geschaffen, seine Expertise in die Identifikation einzubringen, in dem er aus mehreren möglichen Lösungen (Bild 2-8) eine Auswahl trifft.

Die Modellanpassung ist eine rechenintensive Prozedur, die sich für eine einmalige Anwendung eignet. Im Falle einer Dauerüberwachung wo laufend neue Daten auszuwerten sind, ist es deshalb vorteilhaft, sich wiederholende Berechnungen zu vermeiden. Dies kann bewerkstelligt werden, in dem zunächst eine Datenbank der Schädigungsszenarien aufgebaut wird. Verschiedene Stadien der plausiblen Schädigungen werden simuliert und die zu erwartende Änderung der messbaren Indikatoren wird für alle Schädigungsszenarien berechnet. Im laufenden Betrieb der Dauerüberwachung wird dann keine

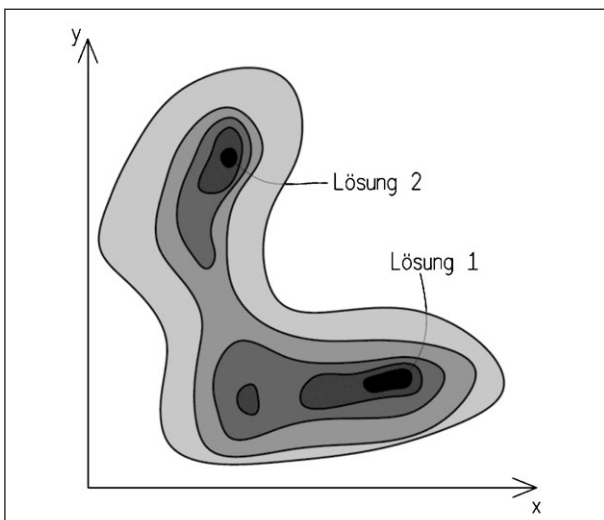


Bild 2-8: Findung mehrerer guter Lösungsmöglichkeiten: Beispiel für zwei Schädigungsparameter  $(x, y)$

Modellanpassung durchgeführt, sondern nur eine Auswahl der Lösung(en) aus der Datenbank, die den aktuellen Werten am besten entspricht, gewählt.

## 2.3 Messdatenbasierte Nachweismethoden

Während das Kapitel 2.2 die Bestimmung von Einwirkungs- und Zustandsparametern aufgezeigt hat, geht dieses Kapitel noch einen Schritt weiter, indem hier die Messdaten zur Bewertung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit genutzt werden. Die vorhandenen Methoden solcher messdatenbasierten Bewertungen werden hier zusammengefasst.

Die messtechnisch bestimmten Einwirkungs- und Zustandsparameter (Kapitel 2.2) können in der Nachrechnung bestehender Tragwerke berücksichtigt werden. Die dazu geeigneten Nachweismethoden unterscheiden sich indem, wie sie die Beziehung zwischen gemessenem Indikator und der Tragwerksicherheit herstellen. In dieser Untersuchung werden die Methoden in vier Gruppen gegliedert:

- Nachweis mit angepassten Lasten,
- Nachweis mit angepasstem Lastabtrag,
- Nachweis mit angepasstem Berechnungsmodell und
- messwertbasierte Methoden.

Diese Methoden werden in den Kapiteln 2.3.1 bis 2.3.4 beschreiben.

### 2.3.1 Nachweis mit angepassten Lasten

Die Überwachungsdaten können beim Nachweis der Tragfähigkeit bei der Anpassung der Lastannahmen benutzt werden. Die gemessenen Achslastkollektive lassen sich zur Ermittlung der Extremereignisse innerhalb einer vordefinierten Wiederkehrperiode verwenden (siehe Kapitel 2.2.1) oder zur Ermittlung der Überschreitungswahrscheinlichkeit verschiedener Lastamplituden. Mit den angepassten Lastannahmen werden dann die Grenzzustände der Tragfähigkeit bewertet.

Die Überwachungsdaten können auch für die Ermittlung vom Zuverlässigkeitsindex der Ermüdung eingesetzt werden. Hier wird die Grenzzustandsfunktion  $g$  für Ermüdung durch Gl. 2-22 definiert [30]. Dabei ist der kritische Schadensakkumulations-

index durch eine Lognormal-Verteilung definiert:  $\Delta = LN(1;0,3)$ . Der Koeffizient der Messunsicherheit wird durch die Verteilung  $e = LN(1;0,03)$  bestimmt ([30]). Der Schadensakkumulationsindex  $D$  ist durch die Zyklenanzahl  $N$ , den Ermüdungsdetailkoeffizienten  $A$  und die äquivalente Spannungsschwingbreite  $S_{re}$  definiert.  $S_{re}$  wird aus Überwachungsdaten der Dehnungen bestimmt, wobei  $n_i$  die gemessene Anzahl der Schwingbreiten  $S_{ri}$  ist, und  $N_{tot}$  die gesamte Schwingbreitenanzahl während der Überwachung. Der Zuverlässigkeitsindex der Ermüdung  $\beta_{fat}$  lässt sich dann gemäß Gl. 2-23 ermitteln. Hier stehen die Parameter  $\lambda_x$  und  $\zeta_x$  für Mittelwert und Standardabweichung von  $ln(x)$ , wobei für  $x$  jeweils die Parameter  $\Delta, A, e, S_{re}$  eingesetzt werden.

$$g(X) = \Delta - e \cdot D = 0$$

mit 
$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{N}{A} \cdot S_{re}^m$$

und 
$$S_{re} = \sqrt[m]{\sum \left( \frac{n_i}{N_{tot}} S_{ri}^m \right)}$$
 Gl. 2-22

$$\beta_{fat} = \frac{\lambda_{\Delta} + \lambda_A - (\lambda_e + m \cdot \lambda_{S_{re}} + \ln(N))}{\sqrt{\zeta_{\Delta}^2 + \zeta_A^2 + \zeta_e^2 + (m \cdot \zeta_{S_{re}})^2}}$$
 Gl. 2-23

**2.3.2 Nachweis mit angepasstem Lastabtrag**

Wenn der Abtrag von Verkehrslasten messtechnisch bestimmt wurde, kann dieser für die angepasste Berechnung der Querschnittsbelastungen herangezogen werden. Die Methodik wurde bereits im Rahmen des Forschungsprojektes SAMARIS [66] vorgestellt. Da hier eine Ähnlichkeit mit Probelastungstests vorliegt, wurde die Methodik als „soft-load testing“ bezeichnet, wobei der Begriff

soft-load auf gängiges Verkehrslastniveau hinweist. Zur Beurteilung bestehender Tragwerke wurde hier der Rating Factor (Gl. 2-24) herangezogen, der auf semi-probabilistischer Basis das Verhältnis der aufnehmbaren Verkehrslast zur Bemessungsverkehrslast ausdrückt.

$$RF = \frac{\Phi \cdot R_d - \gamma_G \cdot G_n}{\gamma_Q \cdot G_Q \cdot DAF}$$
 Gl. 2-24

wo  $\Phi \cdot R_d$  die aktuelle Tragkapazität,  $\gamma_G \cdot G_n$  die Belastung durch ständigen Lasten, und  $\gamma_Q \cdot G_Q \cdot DAF$  die Belastung durch Verkehrslasten ist. Der Kapazitätsreduktionsfaktor  $\Phi$  wird in Abhängigkeit des Inspektions- und Erhaltungsregimes, Tragwerkszustandes, Tragwerksredundanz und geplanter Nutzungsdauer abgeschätzt. Die Belastung durch die Verkehrslasten  $G_Q$  wird am angepassten Berechnungsmodell ermittelt, welches für die korrekte Abbildung des gemessenen Lastabtrags optimiert wurde. Diese Modellanpassung wird durch Optimierung ausgewählter Modellparameter erzielt; hier werden meistens die Randbedingungen (z. B. Rotationssteifigkeit) und die Torsionssteifigkeit des Oberbaus zur Anpassung herangezogen (Bild 2-9 links). Die Belastung durch Verkehrslasten kann vor allem bei kurzen Brücken von ursprünglichen Annahmen stark abweichen. In Einzelfällen wurden sogar Maximalwerte der Biegemomenteinflusslinie gemessen, die kleiner als 50 % der theoretischen Einflusslinie waren [66]. Dies ist meistens durch eine teilweise Einspannung an den Enden des theoretisch einfach gelagerten Balkens bedingt (siehe Bild 2-9 rechts).

Das Verfahren des „soft-load testing“ wurde für die Anwendung an Brücken mit Spannweiten kleiner 40 m empfohlen [66].

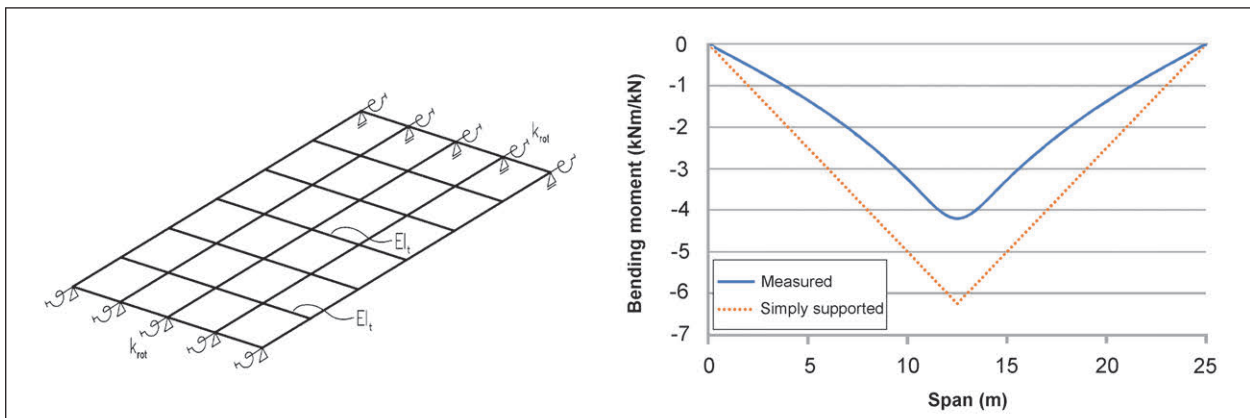


Bild 2-9: Anpassungsparameter (links) und Vergleich der theoretischen und gemessenen Einflusslinie [43] (rechts)



### 2.3.3 Nachweis mit angepasstem Berechnungsmodell

Die Beurteilung der Einhaltung von Grenzzuständen erfolgt hier mit dem durch Systemidentifikation angepassten Berechnungsmodell (Kapitel 2.2.4), das die optimierten Schadensparameter beinhaltet. Im Falle einer deterministischen Systemidentifikation ist daher die Nachrechnung nur mit einem Zustand des Tragwerks durchzuführen. Dies ist jedoch aufgrund der Unsicherheiten von messbaren Indikatoren (siehe Kapitel 2.4) nicht zweckmäßig.

Im Falle einer probabilistischen Systemidentifikation muss dagegen die Nachrechnung mit einem Wertebereich der Schadensparameter erfolgen, welcher der identifizierten Verteilung der Schadensparameter entspricht. Bei einer voll-probabilistischen Nachrechnung werden zusätzlich zu den probabilistischen Parametern des unbeschädigten Tragwerks die identifizierten probabilistischen Schadensparameter aus der Systemidentifikation hinzugefügt.

Hier entstehen drei Probleme:

1. der hohe Berechnungsaufwand einer solcher Nachrechnung,
2. die Unsicherheit der Systemidentifikation kann in manchen Fällen zu einer unrealistisch breiten Streuung der Grenzfunktion führen und daher einen unrealistisch niedrigen Zuverlässigkeitsindex ermitteln,
3. die Unsicherheit vom Schadensmodell, d. h. begrenzte Genauigkeit der Bestimmung vom Tragwerkswiderstand bei gegebenen Werten der messbaren Indikatoren.

Der Umgang mit Unsicherheiten in der Analyse wird typischerweise durch den probabilistische Ansatz bewerkstelligt. Alternativ kann zur Reduktion des Aufwands auch die Intervall-Methode benutzt werden.

Der probabilistische Ansatz quantifiziert die Unsicherheiten einer Variablen durch eine Verteilungsfunktion. Im Falle einer messtechnisch bestimmten Variable wird die Verteilungsfunktion durch Anpassung der Parameter eines vordefinierten Verteilungstyps an die ausgewerteten Abweichungen vom Erwartungswert des Indikators (Kapitel 2.4.3) im Beobachtungszeitraum bestimmt. Für die meisten gemessenen Indikatoren wird hier typischerweise die Normalverteilung gewählt. Bei dynamischen

Erhöhungsfaktoren sind eine Gamma- oder Gumbel-Verteilung passender. Aus dem Vektor der probabilistischen Variablen wird durch eine geeignete Sampling-Methode (z. B. Latin Hypercube Sampling) eine vordefinierte Anzahl der Samples  $N$  (Kombinationen der Variabel-Werte) generiert. Die Tragwerksanalyse wird dann für alle Samples durchgeführt, wobei der Wert der Grenzzustandsfunktionen ermittelt wird. An die so berechneten  $N$ -Werte der Grenzzustandsfunktionen  $g$  wird je eine Verteilung angepasst. Durch die Integration der Grenzzustandsfunktionen im Bereich  $g < 0$  wird dann die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und folgegemäß der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  bestimmt.

Die Intervall-Methode beschreibt die Unsicherheit der Variablen mit einem Intervall. Hier kommt die Intervall-Finite-Elemente Analyse zum Einsatz, um das Intervall der auftretenden Materialspannungen und Dehnungen zu bestimmen [38], oder auch das Intervall des Auslastungsgrades einzelner Grenzzustände. Diese Methode eignet sich daher zur Findung des ungünstigsten Falles (worst-case scenario) der Tragwerkssicherheit. Durch einen Optimierungsalgorithmus wird das globale Minimum der Tragwerkssicherheit im Intervall der Eingangswerte bestimmt. Falls die Tragwerkssicherheit als Funktion der gemessenen Indikatoren eine komplexe Form aufweist, kann das Finden des globalen Minimums rechenaufwendig sein. Ansonsten ist die Intervall-Methode im Vergleich zum voll-probabilistischen Ansatz eine alternative mit moderaten Rechenauswand, wenn die Findung des ungünstigsten Falles als Aussage ausreicht.

Die praktische Anwendbarkeit dieser Methode ist aufgrund der oben genannten Probleme derzeit begrenzt. Dennoch wurde z. B. eine Anwendung dieses Verfahren publiziert [40], die ein Berechnungsmodell nutzt, welches unter Verwendung von Dehnungsmessdaten beim quasi-statischen ( $v < 5$  km/h) Überfahrtstest angepasst wurde. Mit dem angepassten Modell wurde dann der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  berechnet.

### 2.3.4 Messwertbezogene Methoden

Hier werden Methoden beschrieben, welche die Tragwerksicherheit auf der Ebene der Messgrößen bewerten. Die Grundidee besteht darin, dass das Erreichen bestimmter Messwertgrößen mit gewissen Tragwerkszuständen verbunden ist, und daher ein Maß der Tragwerkszuverlässigkeit darstellt.

## Schwellwertüberwachung

Bei der Schwellwertüberwachung werden zunächst kritische Werte von Messgrößen ermittelt, bei denen es zum Erreichen eines Grenzzustandes kommt. Dazu ist i. d. R. von einem vordefinierten Schadensmechanismus auszugehen. Im Forschungsprojekt ARCHES [44] wurde der Schwellwert  $\Delta X_i$  ähnlich der Gl. 2-25 definiert, wo von dem Messwert beim Erreichen des Bemessungswiderstandes  $X_{R,d}$  der Wert der Verkehrslastwirkung  $X_{Q,d}$  und der Wert der ständigen Einwirkungen zum Überwachungsbeginn  $X_{0,d}$  subtrahiert werden. Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$  soll hier die Messunsicherheiten berücksichtigen. Hier wird implizit angenommen, dass Messwertänderungen  $\Delta X_i$  durch Erhöhung der Belastung verursacht sind. Reduktion des Widerstandes  $X_{R,d}$  oder Erhöhung von  $X_{Q,d}$  durch Tragwerksschäden wird hier nicht berücksichtigt.

$$\Delta X_i \leq \gamma_m (X_{R,d} - X_{0,d} - X_{Q,d}) \quad \text{Gl. 2-25}$$

Bei der Dauerüberwachung an der Hochstraße in Gifhorn bei Braunschweig [54] wurde ein ähnlicher Ansatz gewählt (Gl. 2-26), wobei hier die max. zulässige Biegemomentzunahme  $\Delta M_{zul}$  durch den Indikator der Durchbiegungszunahme  $\Delta w$  überwacht wurde.  $\Delta M_{zul}$  wurde durch Subtraktion des beim Überwachungsbeginn vorhandenen Biegemomentes  $\Delta M'_{vorh}$  und Biegemomentes durch Verkehrseinwirkungen  $\Delta M'_q$  vom Biegemomentwiderstand  $\Delta M'_{krit}$  festgelegt:  $\Delta M_{zul} = \Delta M'_{krit} - \Delta M'_{vorh} - \Delta M'_q$ . Im Gegensatz zur Gl. 2-25 wurde hier jedoch das  $\Delta M_{zul}$  durch vollprobabilistische Tragwerksanalyse ermittelt. Zusätzlich wurde die Unsicherheit des Umrechnungsfaktors zwischen Durchbiegung und Biegemoment (deterministische Konstante  $f_{w-M}$  durch die Verteilung  $f'_{EI}$  berücksichtigt).

$$\Delta w \leq \Delta M_{zul} \cdot f_{w-M} \cdot f'_{EI} \quad \text{Gl. 2-26}$$

Das in [54] vorgestellte Konzept schlägt vor, dass sich die Wahrscheinlichkeit eines trotz Überwachung nicht angekündigten Tragwerksversagens  $P_{f,\ddot{U}}$  aus der Tragwerksversagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und der Versagenswahrscheinlichkeit der Überwachungsmaßnahme  $P_{\ddot{U}V}$  bestimmen lässt (Gl. 2-27). Die Methode der Auswertung von  $P_{\ddot{U}V}$  ist jedoch noch nicht geklärt, und somit lässt sich der Zuverlässigkeitsgewinn durch die Überwachungsmaßnahme derzeit nicht bestimmen.

$$P_{f,\ddot{U}} \leq P_f \cdot P_{\ddot{U}V} \quad \text{Gl. 2-27}$$

## Symptombasierte Ermittlung der Zuverlässigkeit

Die symptombasierte Zuverlässigkeitsermittlung wurde ursprünglich für Zustandsüberwachung von Maschinenanlagen entwickelt [8]. Die Methode ist auf drei Grundsteinen aufgebaut:

- einem Schadensmodell, das die Beziehung von messbaren Indikatoren (Symptomen) und den Grenzzustandsfunktionen definiert;
- einem Schadensentwicklungsmodell, das die zeitliche Entwicklung der Symptome prognostiziert;
- dem Einbezug von Messdaten zur Anpassung des Schadensentwicklungsmodells.

Zunächst wird die Zuverlässigkeit  $R(t)$  als die Wahrscheinlichkeit, dass der kritische Grenzzustand später als zum Zeitpunkt  $t$  erreicht wird, definiert ( $t_b$  ist die Zeit bis zum Erreichen vom Grenzzustand). Unter der Annahme, dass die Erreichung vom Grenzzustand einem Wert eines messbaren Symptoms entspricht, und so durch die Überwachung des Symptoms  $S$  die Erreichung vom Grenzzustand überwacht werden kann, kann die zeitbasierte Zuverlässigkeit (Gl. 2-28) in eine symptombasierte Zuverlässigkeit (Gl. 2-29) überführt werden. Der Wert  $R(S)$  bedeutet die Wahrscheinlichkeit, dass der Grenzzustand noch nicht erreicht wurde ( $S \leq S_b$ ), vorausgesetzt dass  $S \leq S_i$ , wobei  $S_i$  der Erwartungswert beim Erreichen des Grenzzustandes ist. Die Beziehung zwischen der Zuverlässigkeit  $R(S)$ , der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion des Symptoms  $f_S$  und der Gefährdungsfunktion  $h(S)$  ist in der Gl. 2-29 gegeben. Die Gefährdungsfunktion  $h(S)$  stellt hier die bedingte Wahrscheinlichkeit des Versagens bei Einheitserhöhung von  $S$ , vorausgesetzt dass das Versagen bis zum Symptomwert  $S$  nicht eingetreten ist (Gl. 2-30).

$$R(t) \leq P(t \leq t_b) \quad \text{Gl. 2-28}$$

$$\begin{aligned} R(S) &= P(S \leq S_b | S \leq S_i) = \int_S^{\infty} f_S \cdot dS \\ &= \exp \left( - \int_0^S h(S') \cdot dS' \right) \end{aligned} \quad \text{Gl. 2-29}$$

$$h(S) \equiv - \frac{d \ln(R(S))}{dS} \quad \text{Gl. 2-30}$$

$$\frac{s}{S(t=0)} = \frac{(-\ln(1-t/t_b))^{-\frac{1}{\gamma}}}{\alpha} \quad \text{Gl. 2-31}$$

Unter der Annahme, dass sich die zeitliche Entwicklung des Symptoms z. B. durch ein Weibull-Modell

(Gl. 2-31) approximieren lässt, kann die Zuverlässigkeit  $R(S)$  ermittelt werden. Die Koeffizienten des Weibull-Modells können dabei durch Dauerüberwachung des Symptoms angepasst werden.

Die Methode wurde in an einem Beispiel der Ermittlung von Zuverlässigkeit aufgrund der gemessenen Eigenfrequenzänderung ( $S = \Delta f$ ) gezeigt [9]. Die Schadensentwicklung wurde hier basierend auf der elastischen Schadenstheorie und einer lognormalen Verteilung der Verkehrslasten innerhalb der Zeitperiode von 1 Jahr angenommen.

### Zuverlässigkeitsbewertung an Messstellen

Eine Methode der Zuverlässigkeitsermittlung nach [55] basiert auf der Rückführung der Grenzzustände auf messbare Größen. Hier wird ein Zuverlässigkeitsindex pro Messstelle eingeführt. Zu diesem Zweck wird zunächst rechnerisch der Wert der Messgröße (z. B. der Dehnung) ermittelt, der beim Erreichen des Grenzzustands an der jeweiligen Messstelle zu erwarten ist. Aufgrund von Unsicherheiten wird dieser in Form einer Verteilung, z. B. durch den Mittelwert  $\mu_{Ri}$  und Standardabweichung  $\sigma_{Ri}$  an der Messstelle  $i$ , definiert. Aus den Messwerten werden Tagesmaxima (oder Maxima einer anderen vordefinierten Zeitperiode) bestimmt, deren Verteilung durch den Mittelwert  $\mu_{Mi}$  und Standardabweichung  $\sigma_{Mi}$  beschrieben ist. Der messstellenspezifische Zuverlässigkeitsindex ergibt sich dann gemäß Gl. 2-32. Hier fließen die tatsächlich auftretenden veränderlichen Lasten ein; das Bemessungslastmodell wird nicht berücksichtigt.

$$\beta_i = \frac{\mu_{Ri} - \mu_{Mi}}{\sqrt{\sigma_{Ri}^2 - \sigma_{Mi}^2}} \quad \text{Gl. 2-32}$$

Die Werte von  $\beta_i$  variieren je nach der Messperiode, die in die Ermittlung von  $\mu_{Mi}$ ,  $\sigma_{Mi}$  einbezogen wurde. Weiterhin werden einfache Prognosefunktionen für die Entwicklung der Tagesmaxima von relevanten Messgrößen eingeführt. Die Koeffizienten dieser Funktionen (typischerweise Polynome), werden unter Verwendung von Messdaten durch Bayes'sches

Updating laufend angepasst. Basierend auf den angepassten Prognosefunktionen kann bei der Verletzung eines festgelegten Grenzwertes für  $\beta_i$  die Wahrscheinlichkeit  $P(t)$ , dass es innerhalb der Zeit  $t$  zur nochmaligen Verletzung des Grenzwertes kommt, berechnet werden.

## 2.4 Unsicherheit von gemessenen Indikatoren

Die gemessenen Indikatoren unterliegen unvermeidlich gewissen Unsicherheiten. In diesem Kapitel werden die Quellen und Einflussfaktoren der Unsicherheiten zusammengefasst, sowie Methoden zur Reduktion und Quantifizierung der Unsicherheiten.

### 2.4.1 Fehlerquellen

Eine Abweichung des ermittelten Indikatorwertes von seinem wahren Wert kann in jedem Punkt der Mess- und Auswertungskette entstehen. Der Prozess der messtechnischen Erfassung von Zustandsindikatoren verläuft in folgenden Stadien (Bild 2-10) [43]:

Die wesentlichen Fehlerquellen in einzelnen Stadien sind:

1. Messwernerfassung: ungenaue Sensorinstallation, ungenaue Sensorspezifikationen (Empfindlichkeit, Linearität, Wiederholbarkeit, usw.), Störungen des analogen Signals (z. B. Rauschen).
2. Erkennung von Indikatoren: ungenaue Erkennung durch Postprocessing-Algorithmen, fehlende Eindeutigkeit bei inversen Erkennungsalgorithmen.
3. Kompensation der Betriebszustände: unvollkommene Erfassung der Betriebszustände mit vorhandenen Daten, ungenaues Kompensationsmodell (siehe Kapitel 2.4.2 und 2.4.3).

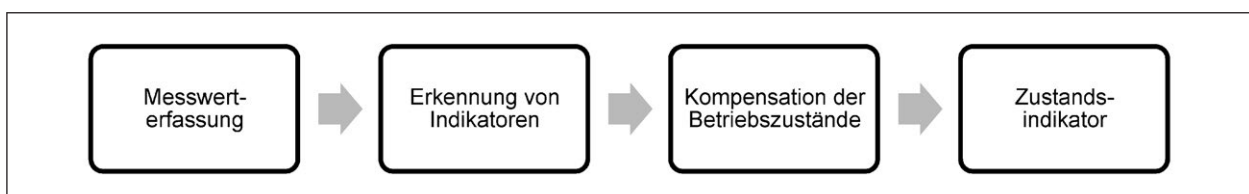


Bild 2-10: Mess- und Auswertungskette: vom Sensor zum Indikatorwert

## Messwerterfassung

Im Stadium der Messwerterfassung sind i. d. R. die entstandenen Fehler relativ klein oder vermeidbar. Bei der Sensorinstallation ist auf die Genauigkeit der Sensorposition und -ausrichtung zu achten. Die Kabel der analogen Signale sollten gegen Störeinflüsse abgeschirmt sein. Die Genauigkeit der Sensoreigenschaften sollte geprüft werden. Die Angaben über Sensorspezifikationen sind zwischen einzelnen Herstellern nicht abgeglichen. Während manchmal nur der Wert der Genauigkeit angegeben wird, wird in anderen Fällen zwischen Wiederholbarkeit (Hysterese), Linearität, Querempfindlichkeit, Langzeitstabilität, Temperaturempfindlichkeit und Rauschniveau differenziert. Dennoch sind die Herstellerangaben bei der Auswertung von Messwertgenauigkeit unter realen Bedingungen schwer verwendbar, denn diese beziehen sich typischerweise auf den Maximalfehler über den gesamten Messbereich. Wenn wir mit einem Wegsensor mit einem von Messbereich 20 mm, der einen Hysteresefehler von  $\pm 1\%$  des Messbereichs hat, eine Risserweiterung von 0,15 mm erfassen, ergibt sich hier die Frage der Genauigkeit des erfassten Wertes. Im Forschungsprojekt TRIMM [43] wurde vorgeschlagen, die Herstellerangaben mit dem Verhältnis der peak-to-peak Maxima im Betrachtungszeitraum und dem gesamten Messbereich zu skalieren (siehe Kapitel 4.3), bzw. die sensorspezifischen Kalibrierungskurven benutzen (falls vorhanden). Obwohl die letztere Option genauer ist, muss abgewägt werden, ob der dadurch erhöhte Aufwand gerechtfertigt ist.

## Erkennung von Indikatoren

Oft werden nicht direkt die Messwerte, sondern daraus abgeleitete Indikatoren (Eigenfrequenz, Einflusslinie, usw., siehe Kapitel 2.2.2) für die Zustandserfassung verwendet. Diese werden aus den Messdaten durch spezielle Identifikationsalgorithmen extrahiert. Diese Algorithmen beeinflussen durch ihre inhärenten Unsicherheiten die Genauigkeit des resultierenden Indikators. Insbesondere trifft dies bei inversen Verfahren zu. Die Unsicherheiten lassen sich z. B. durch Auswertung der Streuung der Ergebnisse bei konstanten Umgebungsbedingungen bestimmen [47].

Die größte Quelle der Unsicherheiten von gemessenen Indikatoren sind jedoch die wechselnden Umgebungsvariablen/Betriebszustände, die das Brückenverhalten beeinflussen. Im Kapitel 2.4.2 werden

diese Einflussfaktoren erläutert und im Kapitel 2.4.3 werden Methoden zur Kompensation dieser Einflüsse vorgestellt.

## 2.4.2 Einflussfaktoren auf Indikatoren im Regelbetrieb

Der einflussreichste Umgebungsfaktor ist die Temperatureinwirkung. Sie wurde schon in vielen Forschungsarbeiten untersucht (z. B. [41], [64], [47]). Die Temperatur beeinflusst grundsätzlich auch alle statischen Messgrößen, wie z. B. Durchbiegungen, Neigungen und Dehnungen. Hier ist anzumerken, dass die Tragwerksreaktion von der Verteilung der Temperaturen im gesamten Tragwerk abhängt, während sie nur an ein paar ausgewählten Punkten gemessen wird. Typischerweise wird aus den an mehreren Stellen gemessenen Temperaturen ein Mittelwert gebildet, der eine Abschätzung der mittleren Tragwerkstemperatur darstellen soll. Ein Wert der mittleren Tragwerkstemperatur kann somit unterschiedliche Temperaturverteilungen im Tragwerk repräsentieren. Dadurch ergibt sich eine Streuung der Messwerte/Indikatoren bei gleichem Wert der mittleren Tragwerkstemperatur (Bild 2-11).

Bild 2-12 links zeigt ein weiteres Beispiel der Abhängigkeit der gemessenen Dehnung von der Tragwerkstemperatur. Die Streuung deutet darauf hin, dass das temperaturbedingte Brückenverhalten komplex ist, und sich aus Tages- und Jahreszyklen zusammensetzt. Die rote Linie stellt hier den linearen Trend dar, der aus den Daten der Nachtstunden (23:00 – 5:00) gewonnen wurde. Der Unterschied von diesem Trend zum Trend der Tageszyklen (hellgrün) ist ersichtlich.

In der datenbasierten Temperaturkompensation geht man davon aus, dass die gemessenen Änderungen der Messwerte dem Einfluss der Temperatur zuzuordnen sind. Falls jedoch aus der Datenanalyse hervorgeht, dass neben Temperatureinflüssen auch andere Ursachen die Messwerte beeinflussen, sollten diese Einflüsse zuerst getrennt werden. Die Datenanalyse und Trennung der Einflüsse erfolgt i. d. R. nicht automatisch, sondern durch erfahrenes Personal, und kann von Fall zu Fall unterschiedliche Datenverarbeitungsmethoden verlangen. Bild 2-12 rechts zeigt die Abhängigkeit der gemessenen Dehnung von Temperatur, wobei hier neben den Daten auch drei Farbkurven eingezeichnet sind, die die Anpassungskurve in drei verschiedenen Jahren darstellen. Dieses Beispiel zeigt, dass

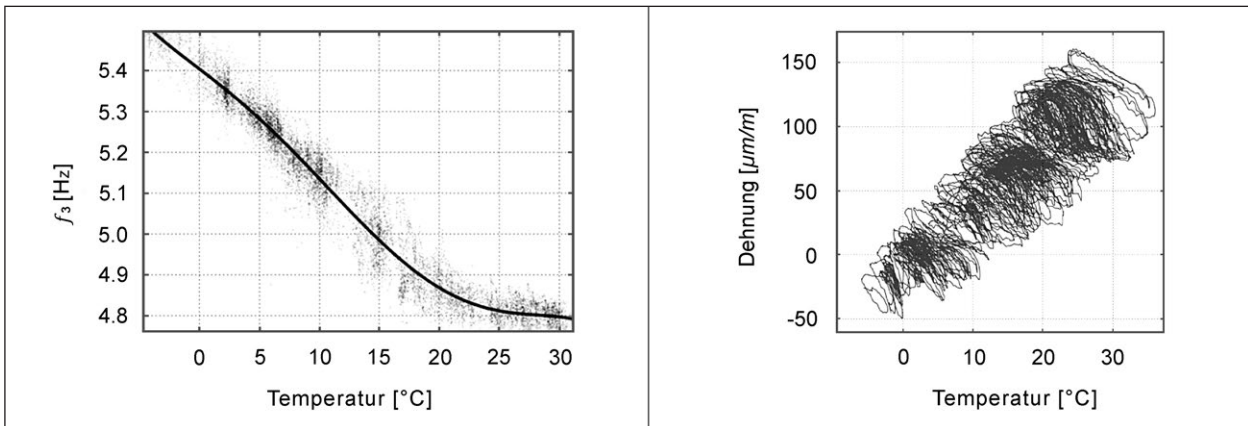


Bild 2-11: Beispiel der gemessenen Abhängigkeit der Eigenfrequenz (links) [47] und Dehnung (rechts) von der mittleren Tragwerkstemperatur

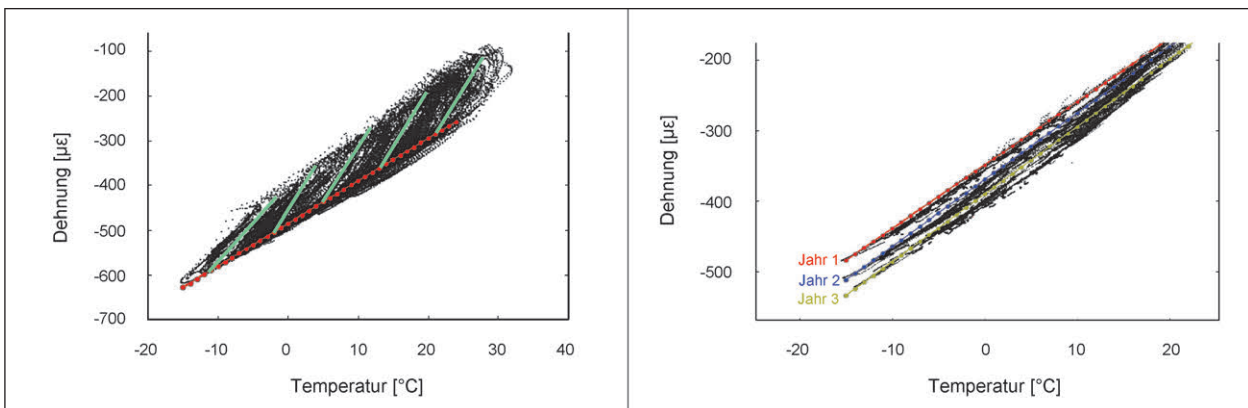


Bild 2-12: Beispiel einer gemessenen Dehnung-Temperaturabhängigkeit am Brückentragwerk (links); Änderung der Dehnung-Temperaturabhängigkeit mit der Zeit (rechts)

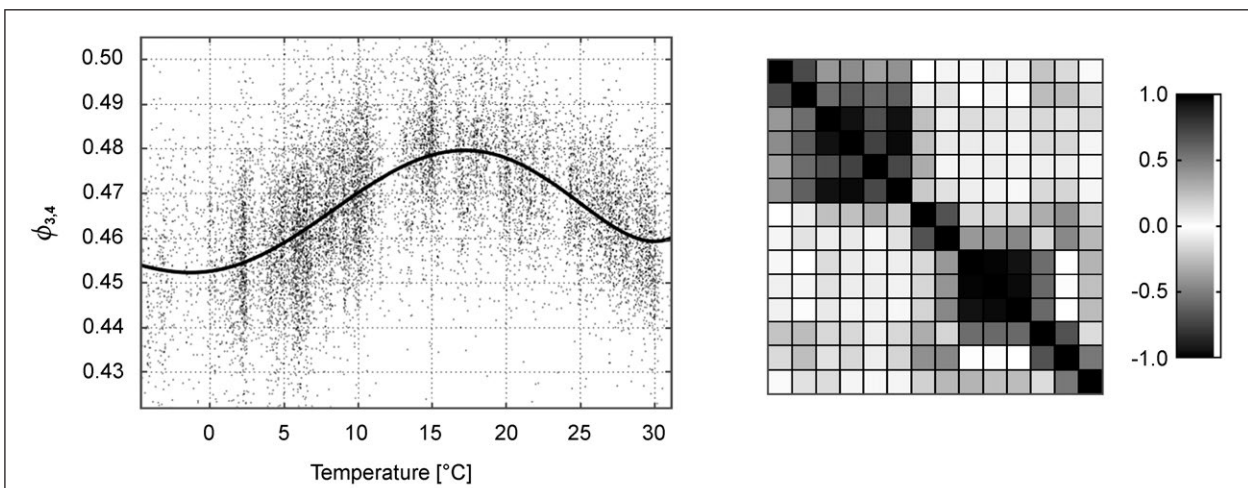


Bild 2-13: Einfluss der Umgebungstemperatur auf Schwingformamplitude (links); Korrelationskoeffizienten unter Schwingformamplituden von 14 Messpunkten (rechts)

eine zeitliche Entwicklung der Temperaturabhängigkeit möglich ist. Die Ursachen dafür können z. B. in Kriech- und Schwindeffekten liegen, aber generell sind auch Setzungen oder Entwicklung von Tragwerksschäden möglich.

Der Einfluss von Temperatur kann nicht nur bei Eigenfrequenzen, sondern auch bei den Schwingformamplituden und Dämpfungszahlen beobachtet werden. Bild 2-13 zeigt beispielhaft den Temperatureinfluss auf eine Schwingformamplitude, sowie die

gemessenen Korrelationen zwischen Schwingformamplitude an mehreren Punkten.

Der Einfluss der Temperatur auf die Indikatoren kann neben der Wärmeausdehnung auch durch temperaturbedingte Steifigkeitsänderungen stattfinden. Als Ursache wird hier z. B. die Mitwirkung des Belages von Straßenbrücken bei dynamischen Belastungen [46], und Änderung der Bodensteifigkeiten oder des Schotterbetts durch das Frieren [1] vermutet.

Neben der Temperatur kann auch der Verkehr die gemessenen Indikatoren beeinflussen. Diese Wirkung ist durch die zusätzliche Masse der Fahrzeuge verursacht, sowie durch die dynamischen Radkräfte und die Änderung des Systems aufgrund der Fahrzeug-Tragwerk Interaktion. Der Einfluss des Verkehrs auf die Streuung der Indikatoren ist meistens deutlich kleiner als die temperaturbedingten Streuungen. Dennoch ist es vorteilhaft, diesen Einfluss zu berücksichtigen.

### 2.4.3 Reduktion der Unsicherheiten

Durch Kompensation der Umgebungseinflüsse/Betriebszustände (Temperatur, Verkehr) wird die Unsicherheit der gemessenen Indikatoren reduziert. Zunächst muss die Wirkung einzelner Einflussfaktoren auf die Indikatoren durch geeignete Methoden analysiert werden. Am häufigsten werden dazu Regressionsmethoden verwendet.

Bei der Regression wird die Wirkung durch eine vordefinierte Funktion mit unbekanntem Koeffizienten vorausgesetzt. Die Koeffizienten werden dann unter Benutzung vorhandener Messdaten so angepasst, dass der Fehler des Erwartungswertes minimiert wird (z. B. durch das Kriterium der kleinsten Quadrate). Häufig wird hier ein Polynom als vordefinierte Funktion ausgewählt.

Die Gl. 2-33 stellt den Erwartungswert des Indikators  $I_1$  in Abhängigkeit von  $m$  bekannten Einflussfaktoren mit Werten  $a_1 \sim a_m$  als Summe von  $m$  Polynomen von Grad  $k$  mit Koeffizienten  $c_{f,i}$  dar.

$$E(I_1)(t) = \sum_{f=1}^m \sum_{i=0}^k c_{f,i} \cdot a_f^i(t) \quad \text{Gl. 2-33}$$

Die Polynomkoeffizienten  $c_{f,i}$  werden auf die vorhandenen Daten angepasst. Hier werden für die Berechnung des Erwartungswertes zum Zeitpunkt  $t$  die Messdaten aus gleichem Zeitpunkt verwendet

(statische Regression). Da aber die Einflussfaktoren eine verzögerte Wirkung auf die Indikatoren haben können, kann es vorteilhaft sein eine dynamische Regression zu implementieren [41]. Z. B. die Temperatur, gemessen an ausgewählten Punkten, verbreitet sich im Tragwerk mit der Zeit und die erfassten Temperaturwerte entfalten ihre Wirkung verzögert. In der dynamischen Regression wird der Erwartungswert als Funktion der nicht nur zur gleichen Zeit aufgenommenen Messwerte, sondern auch der vergangenen Messwerte berücksichtigt. So kann eine genauere Schätzung des Erwartungswertes erzielt werden [34]. Die Gl. 2-34 zeigt eine mögliche Form der dynamischen Regression. Die  $\alpha$ -Koeffizienten definieren die verzögerte Wirkung der vergangenen Werte des Indikators  $I_1$ , und die  $\beta$ -Koeffizienten die verzögerte Wirkung von  $m$  Einflussfaktoren.

$$E(I_1)(t) = \alpha_0 + \sum_{j=1}^l \alpha_j I_1(t-j) + \sum_{f=1}^m \sum_{i=0}^k \beta_{f,t-i} \cdot a_f(t-i) \quad \text{Gl. 2-34}$$

Falls ein Einflussfaktor nicht direkt gemessen wird, kann stattdessen eine andere Messgröße verwendet werden, wenn sie mit dem Einflussfaktor in kausaler Verbindung steht. So wird die Wirkung des Einflussfaktors indirekt bestimmt. Z. B. wird die zusätzliche Masse der Fahrzeuge normalerweise nicht direkt erfasst. Stattdessen kann die gemittelte dynamische Dehnungskomponente oder sogar Effektivwerte der Beschleunigungen und die modale Dämpfung [34] als indirekte Messgröße verwendet werden. Die Verwendung indirekter Messgrößen ist im Vergleich zu direkten Messgrößen qualitativ nachteilig, und sollte deshalb dann Anwendung finden, wenn Daten direkter Messgrößen nicht vorhanden sind.

Die Kompensation der Einflussfaktoren erfolgt dann durch die Subtraktion des Erwartungswertes der Indikatoränderung, verursacht durch die bekannten Einflussfaktoren (Gl. 2-35).

$$I'_1(t) = I_1(t) + E(I_1, T_{ref}) - E(I_1, T(t)) \quad \text{Gl. 2-35}$$

Wobei  $I'_1(t)$  der kompensierte Wert des Indikators  $I_1$  zum Zeitpunkt  $t$  ist,

$E(I_1, T_{ref})$  der Erwartungswert des Indikators  $I_1$  bei einer gewählten Referenztemperatur  $T_{ref}$ ,

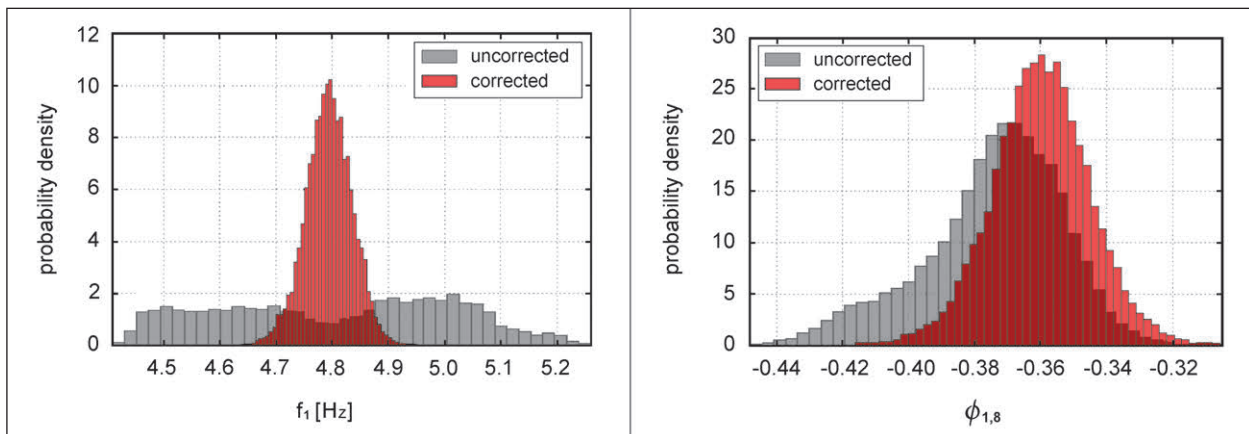


Bild 2-14: Beispiel der Reduktion von Unsicherheiten durch Temperaturkompensation der Eigenfrequenz (links) und der modalen Schwingamplitude (rechts) [47]

$E(I_1, T(t))$  der Erwartungswert des Indikators  $I_1$  bei der Temperatur zum Zeitpunkt  $t$ .

Um die Regression durchführen zu können, müssen zunächst Messdaten vorliegen. Deshalb werden in einem Beobachtungszeitraum zuerst Daten gesammelt, die für die Anpassung der Koeffizienten benutzt werden. Hier wird implizit angenommen, dass sich der Tragwerkszustand in diesem Beobachtungszeitraum nicht ändert (z. B. durch fortschreitende Schädigung). Erst nach diesem Beobachtungszeitraum (bei Temperaturkompensation idealerweise 1 Jahr) kann die Kompensation effektiv eingesetzt werden. Bild 2-14 zeigt ein Beispiel der Reduktion von Unsicherheiten durch Temperaturkompensation. Diese verbleibenden Unsicherheiten werden meistens durch eine normalverteilte Variable beschrieben. Deren Standardabweichung wird im Weiteren mit  $\sigma_{comp}$  bezeichnet.

Eine Verbesserung der temperaturbedingten Streuungen lässt sich vor allem durch eine vollständiger repräsentative Datenbasis erreichen, d. h. mehr Temperatursensoren die an relevanten Stellen im Tragwerk installiert sind, und somit die Temperaturfelder möglichst vollständig erfassen, sowohl an der Oberfläche als auch im inneren der Querschnitte.

### 3 Analyse der Tragwerksbewertungsmethoden

Die Bewertung der Tragwerkszuverlässigkeit basierend auf Messdaten der Dauerüberwachung kann je nach angewandter Methode den semi- oder voll-probabilistischen Berechnungsansatz nutzen. Um den Einfluss der unterschiedlichen Berech-

nungsansätze vom Einfluss der kompensierenden Dauerüberwachung besser zu trennen, werden in diesem Kapitel die Ergebnisse der zwei Berechnungsansätze quantitativ verglichen. Die Auswertung wurde an einer Population von Brücken eines Typs durchgeführt.

Im Kapitel 3.1 wird die Generierung der analysierten Brückenpopulation beschreiben. Im Kapitel 3.2 sind die angewandten Berechnungsmethoden erklärt. Die Ergebnisse der Analyse ist im Kapitel 3.3 dargestellt.

## 3.1 Brückenpopulation

Für den Vergleich der Berechnungsmethoden wird eine Brückenpopulation erstellt. Dazu wurde der Brückentyp zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton mit Durchlaufwirkung ausgewählt. Dieser Brückentyp wurde zunächst parametrisiert, mit dem Ziel die Bandbreite der plausiblen Designs abzudecken. Die Fahrbahnplatte ist schlaff bewehrt.

### 3.1.1 Analyse Brückenparameter Bestandsbrücken

Um realistische Verteilungen für die Eingabeparameter der Brückenpopulation zu erhalten wurde in einem ersten Schritt eine Analyse der im deutschen Autobahn- und Schnellstraßennetz vorkommenden Plattenbalkenbrücken durchgeführt. Hierzu wurde von Seiten der BASt ein Datenbankauszug über die vorhandenen Plattenbalken zur Verfügung gestellt. Insgesamt konnten in dem Datenbankauszug 2.177 individuelle Brückentragwerke mit eigener Bauwerksnummer identifiziert werden.

Der Datenbankauszug beinhaltet zu jeder Brücke die in Tabelle 3-1 aufgelisteten Informationen, wobei hier bereits bei der Erstellung des Auszuges eine gewisse Filterung (z. B. keine engen Radien, geringe Schiefe) vorgenommen wurde.

Dieser Datenbankauszug wurde nun einer statistischen Analyse unterzogen um die gewünschten Parameter für die Brückenpopulation abzuleiten. Im Folgenden sind Auszüge aus der statistischen Analyse dargestellt.

Kennwort	Beschreibung	Filterkriterien
bruecke_kons_h_min	Konstruktionshöhe min.	≥ 0,5 m
bruecke_kons_h_max	Konstruktionshöhe max.	-
bruecke_kruemmung	Krümmung	-
bruecke_bw_winkel	Bauwerkswinkel	-
bruecke_winkel	Winkelrichtung	-
bruecke_koppelfuge	Koppelfuge	-
bruecke_anz_stege	Anzahl der Stege	2
vorspann_richtung	Richtung	‚Längs‘ oder ‚Längsvorspannung exzentrisch (entsprechend Momentenverlauf)‘
vorspann_int_ext	Intern-Extern	‚Interne Vorspannung‘
vorspann_vorsp_grad	Vorspanngrad	-
vorspann_sp_kraft	Spannkraft	-
vorspann_sp_streckg	Spannstahl Streckgrenze	-
baustoffe_hbst	Hauptbaustoff	‚Spannbeton‘
baustoffe_festigkeit	Festigkeitsklasse des Betons	-
baustoffe_betonstahl	Betonstahlgüte	-
bwnr	Bauwerksnummer	-
tbwnr	Teilbauwerksnummer	-
bauwerksname	Bauwerksname	-
ort	Ort	-
amt	zuständiges Amt	-
bauwerksart	Bauwerksart	‚Plattenbalkenbrücke. Trägerrostbrücke‘
konstruktion	Konstruktion	-
baujahr	Baujahr Überbau	-
stadium	Stadium	-
baulast_konstruktion	Baulast Konstruktion	-
laenge	Bauwerkslänge	-
breite	Bauwerksbreite	-
flaeche	Bauwerksfläche	-
tragfaehigkeit	Tragfähigkeit	-
statisches_system_laengs	Statisches System Längs	‚Mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung‘
statisches_system_quer	Statisches System Quer	-
anzahl_der_felder_segmente	Anzahl der Felder	-
stuetzweiten_segmente	Liste der Stützweiten	-
so_min_breite	Minimale Durchfahrtsbreite oben	-
zustandsnote	Zustandsnote	-
substanzkennzahl	Substanzkennzahl	-

Tab. 3-1: Felder Datenbankauszug Plattenbrücken und Filterkriterien



Kennwort	Beschreibung	Filterkriterien
br_querschnitt_ueberbau	Querschnitt des Überbaus der Brücke	-
br_querschnitt_haupttragwerk	Querschnitt des Haupttragwerkes der Brücke	-
br_baustoff_ueberbau	Hauptbaustoff des Überbaus der Brücke	„Spannbeton“
br_bauwerkwinkel	Bauwerkwinkel der Brücke	-
nachrechng_nrg_j	Jahr der durchgeführten Nachrechnung	-
nachrechng_nrg_rtlngw	Mit Nachrechnungsrichtlinie nachgewiesen	-
nachrechng_nrg_brkl	Erbrachte Brückenklasse der Nachrechnung	-
nachrechng_nrg_stufe	Nachrechnungsstufe	-
nachrechng_nrg_klasse	Nachrechnungsklasse	-
nachrechng_v_prog	Verkehrsprognose DTV-SV (nur Schwerkverkehr)	-
nachrechng_status	Status Nachrechnung	-
nachrechng_koppelfuge	Status Koppelfuge	-
nachrechng_sp_riss_ko	Status Spannungsrissskorrosion	-
nachrechng_ziel_l_niv	Ziellastniveau	-
ratio_hmax_hmin	Verhältnis maximaler zu minimaler Konstruktionshöhe	1

Tab. 3-1: Fortsetzung

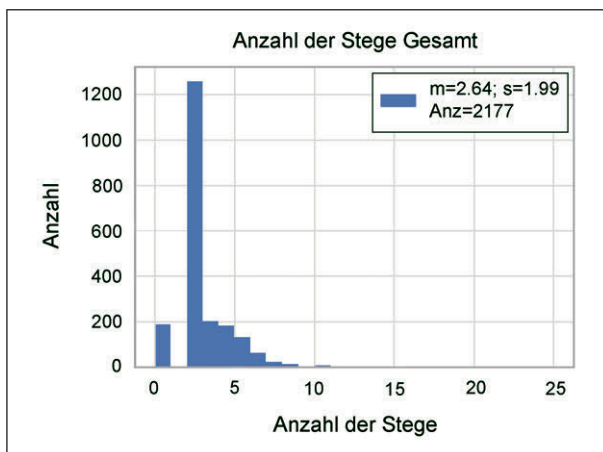


Bild 3-1: Anzahl der Stege aller Tragwerke im Datensatzauszug der SIB

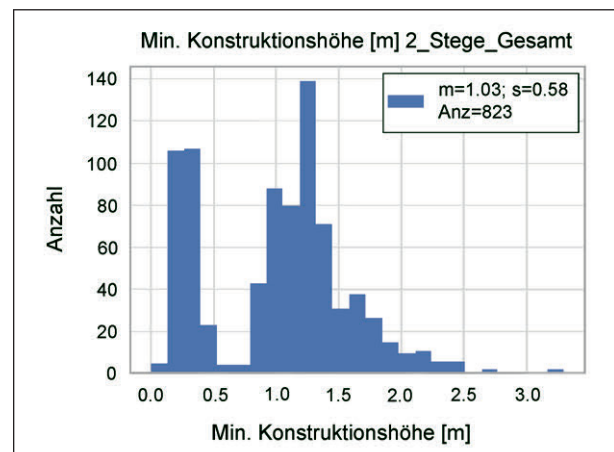


Bild 3-2: Minimale Konstruktionshöhen von zweistegigen Plattenbalken laut SIB

Betrachtet man die Anzahl der Stege der einzelnen Brücken im gesamten Datensatz in Bild 3-1 so zeigt sich eine starke Konzentration auf zweistegigen Plattenbalken. Der zweistegige Plattenbalken aus Spannbeton mit Durchlaufwirkung wurde somit als Grundtyp für die parametrisierte Brückenpopulation festgelegt.

Zur Ermittlung der einzelnen Verteilungsparameter wurde die Auswahl in einem ersten Schritt auf in

Längsrichtung vorgespannte Konstruktionen mit interner Vorspannung und auf Brücken mit Durchlaufwirkung beschränkt, wobei zentrisch vorgespannte Brücken nicht berücksichtigt wurden.

Betrachtet man bei den restlichen Parametern die minimale Konstruktionshöhe so zeigte sich wie in Bild 3-2 dargestellt, dass hier zwei unterschiedliche Grundgesamtheiten vorhanden sind. Eine weitere Auswertung zeigte, dass die Brücken mit geringen

minimalen Konstruktionshöhen unter 0,5 m keine Korrelation mit einem der anderen Parameter aufweisen, während die Brücken mit größeren minimalen Konstruktionshöhen eine starke Korrelation zu den weiteren geometrischen Parametern aufweisen. Da Konstruktionshöhen unter 0,5 m auch in Feldmitte bei Plattenbalken als unplausibel gering angesehen werden und sich auch hier eine gewisse Korrelation mit anderen geometrischen Parametern zeigen müsste, wurden diese Einträge herausgefiltert.

Werden nur die Plattenbalken mit minimalen Konstruktionshöhen über 0,5 m betrachtet, so zeigt sich beim Verhältnis der maximalen zur minimalen Konstruktionshöhen in Bild 3-3, dass Plattenbalken mit einer durchgehend gleichen Konstruktionshöhe die dominierende Bauart darstellen. Auf diese Konstruktionen bezieht sich die weitere Auswertung.

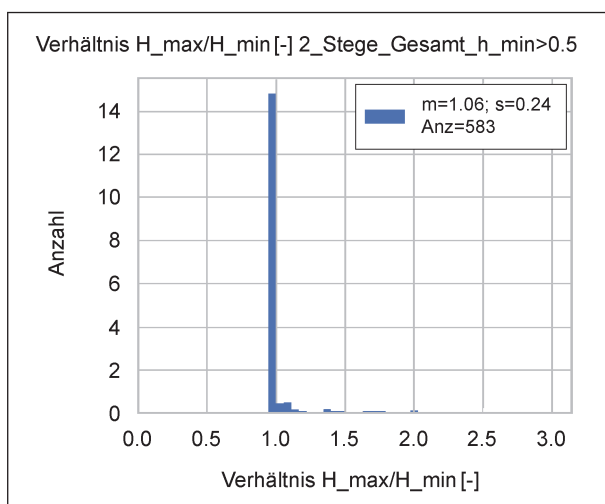


Bild 3-3: Verhältnis der maximalen zur minimalen Konstruktionshöhe bei zweistufigen Plattenbalken; Betrachtung von minimalen Konstruktionshöhen  $\geq 0,5$  m

Vergleicht man das Längenverhältnis des jeweils ersten und zweiten Feldes der Brücken, so zeigt sich in Bild 3-4, dass bei zweifeldrigen Brücken eine symmetrische Verteilung der Feldlängen vorherrscht, während bei Brücken mit mehr als zwei Feldern die Randfelder i. d. R. eine geringere Feldlänge aufweisen. Dies wird in der Erstellung der Brückenpopulation berücksichtigt.

Die verwendeten Filteroptionen sind auch in Tabelle 3-1 angeführt. Betrachtet man im gefilterten Datensatz die Anzahl der Felder in Bild 3-5 so zeigt sich, dass der Großteil der Plattenbalken zwei bzw. drei Felder haben, jedoch auch Tragwerke mit bis zu zehn Feldern im gefilterten Datenbankauszug vorkommen.

In Bild 3-6 und Bild 3-7 sind sogenannte Matrix-Scatterplots der wesentlichen geometrischen Informationen, welche aus dem Datenbankauszug erhalten werden können, dargestellt. Bild 3-6 zeigt

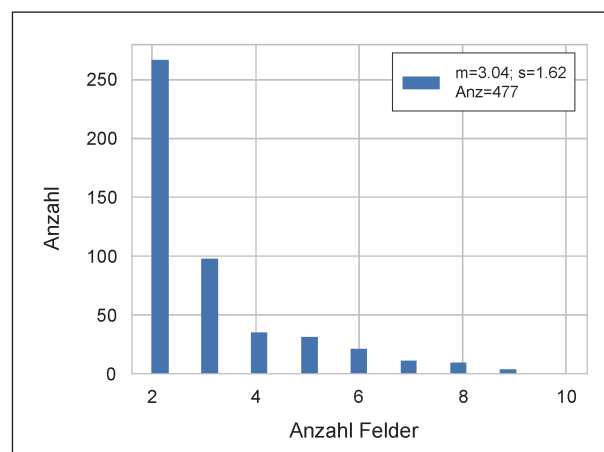


Bild 3-5: Anzahl der Felder beim zweistufigen Plattenbalken nach Anwendung der Filterkriterien

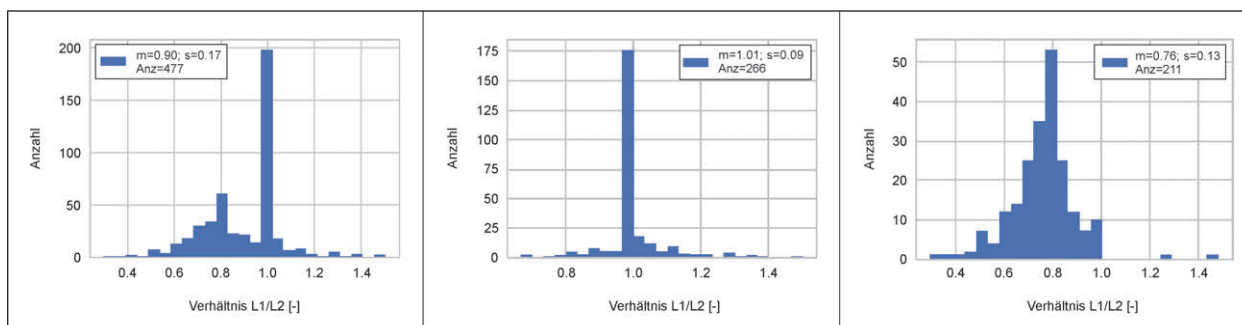


Bild 3-4: Verhältnis der ersten beiden Feldlängen beim zweistufigen Plattenbalken; (links) Gesamt; (mitte) Brücken mit zwei Feldern; (rechts) Brücken mit mehr als zwei Feldern

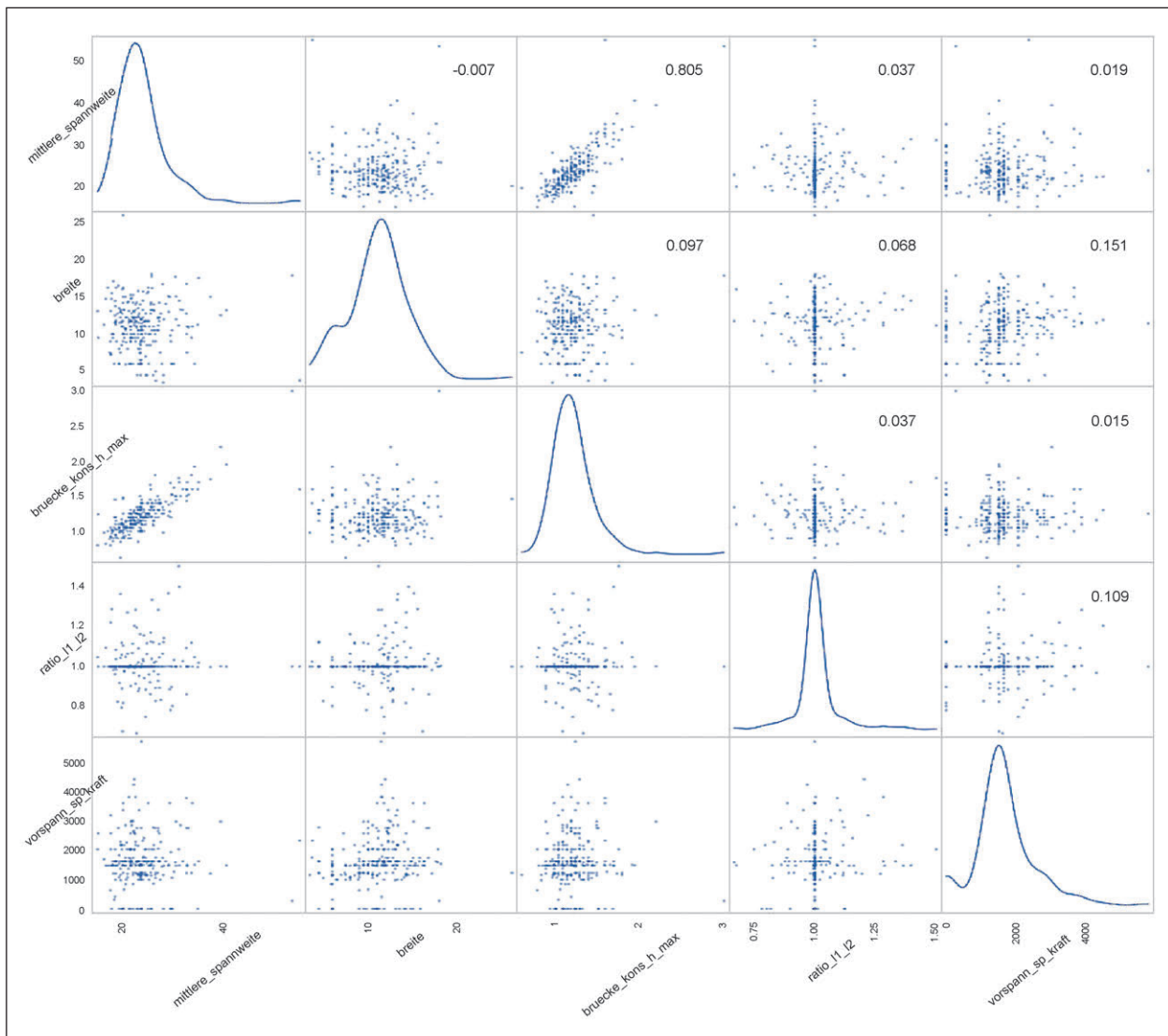


Bild 3-6: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach PEARSON) für den zweistegigen Plattenbalken mit zwei Feldern; angezeigt werden die mittlere Spannweite, Tragwerksbreite, Konstruktionshöhe, Verhältnis der Feldlängen, Vorspannkraft jeweils als Kerndichteschätzungen sowie im Verhältnis zueinander

die Zusammenhänge für Brücken mit zwei Feldern und Bild 3-7 für Brücken mit mehr als zwei Feldern. Als zusätzliche Information wird auch der jeweilige Korrelationskoeffizient nach Pearson angezeigt. Es zeigt sich hier erwartungsgemäß eine hohe Korrelation ( $p > 0,8$ ) zwischen der mittleren Spannweite und der Konstruktionshöhe. Die Tragwerksbreite zeigt hier keine zu berücksichtigende Korrelation auf. Auch die Anzahl der Felder in Bild 3-7 zeigt sich nur schwach korreliert mit den restlichen geometrischen Parametern. Das Verhältnis von erster zu zweiter Feldlänge zeigt sich bei zweifeldrigen Brücken sehr dominant zu 1 (gleiche Feldlängen), während bei mehrfeldrigen Brücken das Verhältnis im

Mittelwert bei 0,76 liegt und eine deutlich höhere Streuung aufweist. Eine, hier nicht dargestellte, Betrachtung der Vorspannkraft zeigte keine Korrelationen zu den bekannten geometrischen Parametern.

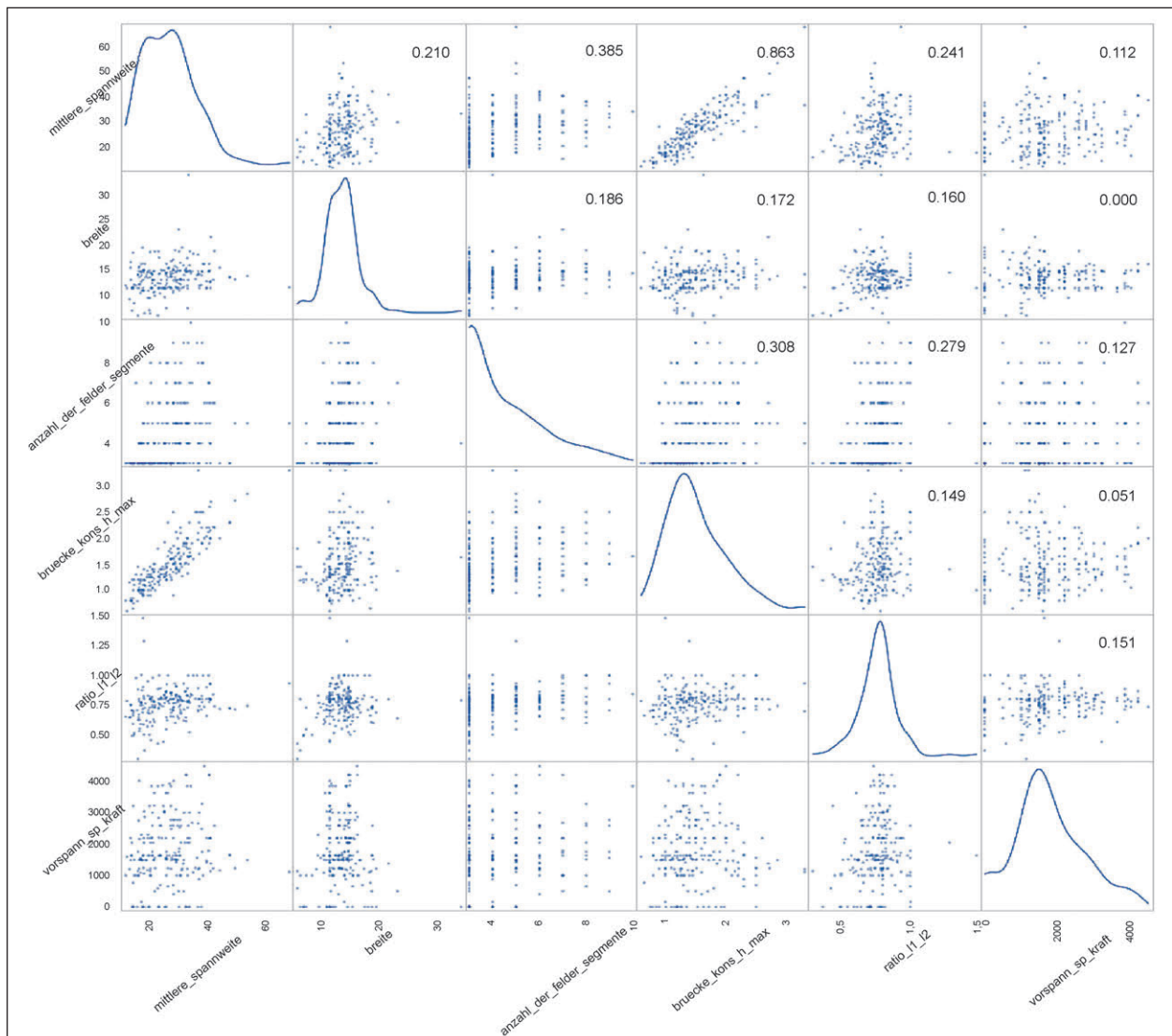


Bild 3-7: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach PEARSON) für den zweistufigen Plattenbalken mit mehr als zwei Feldern; angezeigt werden die mittlere Spannweite, Tragwerksbreite, Anzahl der Felder, Konstruktionshöhe, Verhältnis der Feldlängen, Vorspannkraft jeweils als Kerndichteschätzungen sowie im Verhältnis zueinander

### 3.1.2 Parameter der Brückenpopulation

Für eine vollständige Festlegung aller Parameter der Brückenpopulation müssen noch weitere Informationen sowohl zu geometrischen (z. B. Stegbreite, Fahrbahnplattendicke) als auch statischen Parametern (Bewehrungsmengen) erhoben werden. Um diese Parameter in der Brückenpopulation korrekt abzudecken, wurden Pläne von einer begrenzten Anzahl von Brücken (40 Stück) ausgewertet. Ziel war es eine vollständige stochastische Beschreibung der Brückenpopulation zu erhalten. Die Verteilungen der noch fehlenden geometrischen Parameter wurden je nach Verfügbarkeit aus dem SIB Da-

tenersatz bzw. aus den Plänen entnommen. Beim Anpassen der Verteilungen wurden, um unrealistische Ausreißer zu vermeiden, ausschließlich Beta-Verteilungen mit einer Untergrenze ( $lb$ ) 10 % unter dem Minimalwert und einer Obergrenze ( $ub$ ) 10 % über dem Maximalwert des analysierten Datensatzes verwendet.

Basierend auf den bisherigen Auswertungen und Überlegungen wurden die Parameter für die zu generierende Brückenpopulation getrennt für zwei- und mehrfeldrige Plattenbalken festgelegt. Bei mehr als zwei Feldern wird die Brücke symmetrisch modelliert, d. h. die Randfelder und die Innenfelder ha-

Symbol (Bezeichnung)	Typische Werte [25]	Gewählte Verteilung
$h$ (Konstruktionshöhe)	0,8 – 3,0 m	Beta (a = 7,82, b = 22,99, lb = 0,18, ub = 4,51) (M = 1,28, SD = 0,33)
$B$ (Breite der Fahrbahnplatte)	< 12 m	Beta (a = 3,22, b = 7,56, lb = 2,92, ub = 31,35) (M = 11,41, SD = 3,79)
$b_w$ (Stegbreite)	$> 0,233 m + h/15$	Beta (a = 1,41, b = 1,99, lb = 0,54, ub = 3,3) (M = 1,68, SD = 0,65)
$L_{max}$ (maximale Spannweite)	< 50 m	Beta (a = 3,7, b = 10,42, lb = 11,7, ub = 60,5) (M = 24,49, SD = 5,52)
$\frac{L_p}{B}$ (Verhältnis Abstand der Stege/ Breite der Fahrbahnplatte)		Beta (a = 3,68, b = 4,36, lb = 0,36, ub = 0,63) (M = 0,48, SD = 0,04)
$\frac{L_{kr}}{B}$ (Verhältnis Kragarmlänge/ Breite der Fahrbahnplatte)		Beta (a = 3,52, b = 3,97, lb = 0,14, ub = 0,22) (M = 0,18, SD = 0,01)
$\frac{h}{d_s}$ (Verhältnis Konstruktionshöhe/ Fahrbahnplattendicken am Steg)		Beta (a = 1,02, b = 3,13, lb = 1,98, ub = 9,81) (M = 3,91, SD = 1,49)
$\frac{d_s}{d_m}$ (Verhältnis der Fahrbahnplattendicken am Steg/in Plattenmitte)		Beta (a = 1,87, b = 3,02, lb = 0,66, ub = 2,2) (M = 1,25, SD = 0,31)
$\frac{L_{max}}{L_{min}}$ (Verhältnis Spannweiten maximal/minimal)		Beta (a = 1,06, b = 55,61, lb = 0,9, ub = 12,65) (M = 1,12, SD = 0,21)
$d_s$ (Fahrbahnplattendicke über Steg)	> 28 cm	
$d_m$ (Fahrbahnplattendicke in der Mitte)	> 28 cm	
$b_w$ (Stegbreite)	$> 0,233 m + h/15$	
a, b Formparameter der Betaverteilung lb untere Grenze der Betaverteilung ub obere Grenze der Betaverteilung M Mittelwert SD Standardabweichung		

Tab. 3-2: Parameter der Brückenpopulation für zwei Felder

ben jeweils die gleichen Längen, somit sind die Längenverhältnisse mit der Anzahl der Felder, der mittleren Spannweite und dem Verhältnis  $L_{max}/L_{min}$  vollständig vorgegeben.

In Tabelle 3-2 sind die verwendeten Parameter der Brückenpopulation für zweifeldrige Tragwerke dargestellt. In Bild 3-8 ist die dazugehörige Korrelationsmatrix, welche im Zuge der Erstellung der Brückenpopulation mit der Methode nach IMAN und CONOVER [29] verwendet wurde, dargestellt. Es wurden also die Korrelationen zwischen allen gesampelten Variablen berücksichtigt.

Analog dazu wurden die Verteilungen auch für mehrfeldrige Tragwerke ausgewertet. Die entsprechenden Werte sind in Tabelle 3-3 und Bild 3-9 dargestellt.

Die geometrischen Brückenparameter sind in Bild 3-10 dargestellt. Die Brücke ist symmetrisch in Längs- und Querrichtung. Die Spannweite der Randfelder ist  $L_1$ , und die Spannweite aller inneren Felder ist  $L$ . Zweifeldrige Brücken haben zwei

gleich lange Felder. Die dargestellten kritischen Querschnitte A, B, C befinden sich an der Stelle des maximalen Moments im Randfeld, an der Stütze zwischen Feld 1 und 2, und in der Brückenmitte.

Die Bewehrungsmengen sind durch geometrische Bewehrungsverhältnisse in den Querschnitten A, B, und C definiert. In der Berechnung wird vereinfachend eine über die Brückenlänge konstante Spannung im Vorspannstahl angenommen.

Die Materialien werden in der Brückenpopulation als konstant angenommen. Es wird die Betongüte C35/45 angesetzt, Bewehrungsstahl S500, und Vorspannstahl St1570/1770.

Da bezüglich der Bewehrungsmengen keine direkt verwertbaren Daten zur Verfügung stehen, wird im Zuge der Erstellung dieser Population auf Informationen aus dem Bericht von FISCHER et al. [24] zurückgegriffen. Die systematische Nachrechnung von 150 Brückenbauwerken in Deutschland ergab, dass der rechnerische Nachweis der Querkraft

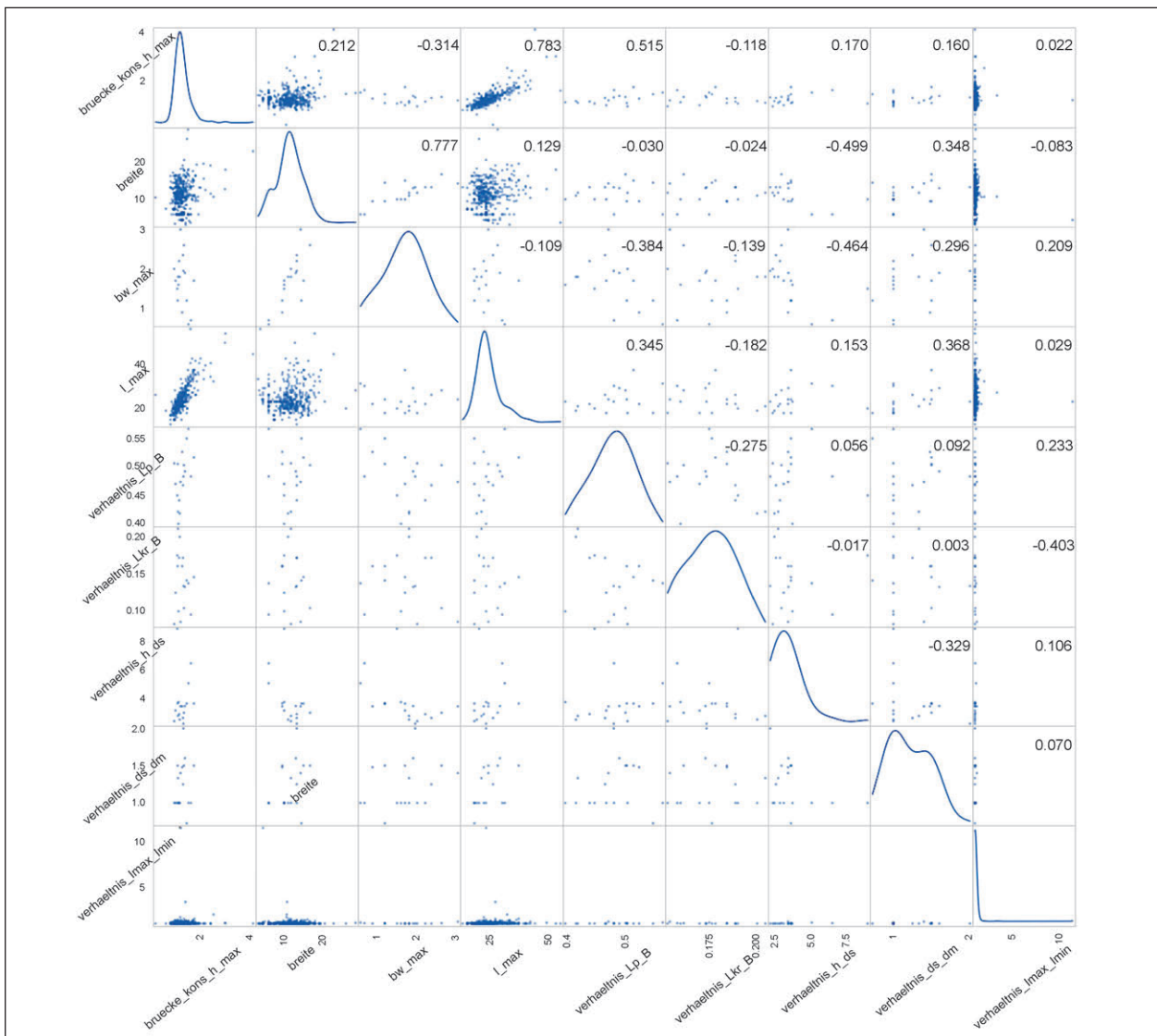


Bild 3-8: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach PEARSON) für den zweistegigen Plattenbalken mit zwei Feldern

Symbol (Bezeichnung)	Typische Werte [25]	Gewählte Verteilung
$h$ (Konstruktionshöhe)	0,8 – 3,0 m	Beta (a = 3,01, b = 8,67, lb = 0,22, ub = 5,94) (M = 1,7, SD = 0,7)
$B$ (Breite der Fahrbahnplatte)	< 12 m	Beta (a = 4,35, b = 11,77, lb = 5,4, ub = 37,4) (M = 14,04, SD = 3,43)
$N$ (Anzahl der Felder)*		Beta (a = 0,76, b = 2,57, lb = 2,7, ub = 11,0) (M = 4,6, SD = 1,68)
$b_w$ (Stegbreite)	$> 0,233 m + h/15$	Beta (a = 2,01, b = 1,77, lb = 0,76, ub = 2,97) (M = 1,94, SD = 0,5)
$L_{max}$ (maximale Spannweite)	< 50 m	Beta (a = 2,14, b = 7,68, lb = 12,6, ub = 107,8) (M = 33,35, SD = 11,94)
$\frac{L_p}{B}$ (Verhältnis Abstand der Stege/ Breite der Fahrbahnplatte)		Beta (a = 4,14, b = 2,43, lb = 0,24, ub = 0,6) (M = 0,46, SD = 0,06)
a, b	Formparameter der Betaverteilung	
lb, ub	untere und obere Grenze der Betaverteilung	
M, SD	Mittelwert und Standardabweichung	
*	Werte werden nach dem Erzeugen der Samples auf ganzzahligen Wert gerundet	

Tab. 3-3: Parameter der Brückenpopulation für mehr als zwei Felder

Symbol (Bezeichnung)	Typische Werte [25]	Gewählte Verteilung
$\frac{L_{kr}}{B}$ (Verhältnis Kragarmlänge/ Breite der Fahrbahnplatte)		Beta (a = 2,96, b = 2,45, lb = 0,08, ub = 0,25) (M = 0,18, SD = 0,03)
$\frac{h}{d_s}$ (Verhältnis Konstruktionshöhe/ Fahrbahnplattendicken am Steg)		Beta (a = 1,64, b = 3,39, lb = 1,8, ub = 6,96) (M = 3,48, SD = 0,98)
$\frac{d_s}{d_m}$ (Verhältnis der Fahrbahnplattendicken am Steg/in Plattenmitte)		Beta (a = 2,51, b = 2,72, lb = 0,9, ub = 2,2) (M = 1,52, SD = 0,26)
$\frac{L_{max}}{L_{min}}$ (Verhältnis Spannweiten maximal/minimal)		Beta (a = 1,47, b = 36,5, lb = 0,9, ub = 19,25) (M = 1,61, SD = 0,57)
$d_s$ (Fahrbahnplattendicke über Steg)	> 28 cm	
$d_m$ (Fahrbahnplattendicke in der Mitte)	> 28 cm	
$b_w$ (Stegbreite)	> 0,233 m + h/15	

a, b Formparameter der Betaverteilung  
 lb, ub untere und obere Grenze der Betaverteilung  
 M, SD Mittelwert und Standardabweichung  
 \* Werte werden nach dem Erzeugen der Samples auf ganzzahligen Wert gerundet

Tab. 3-3: Fortsetzung

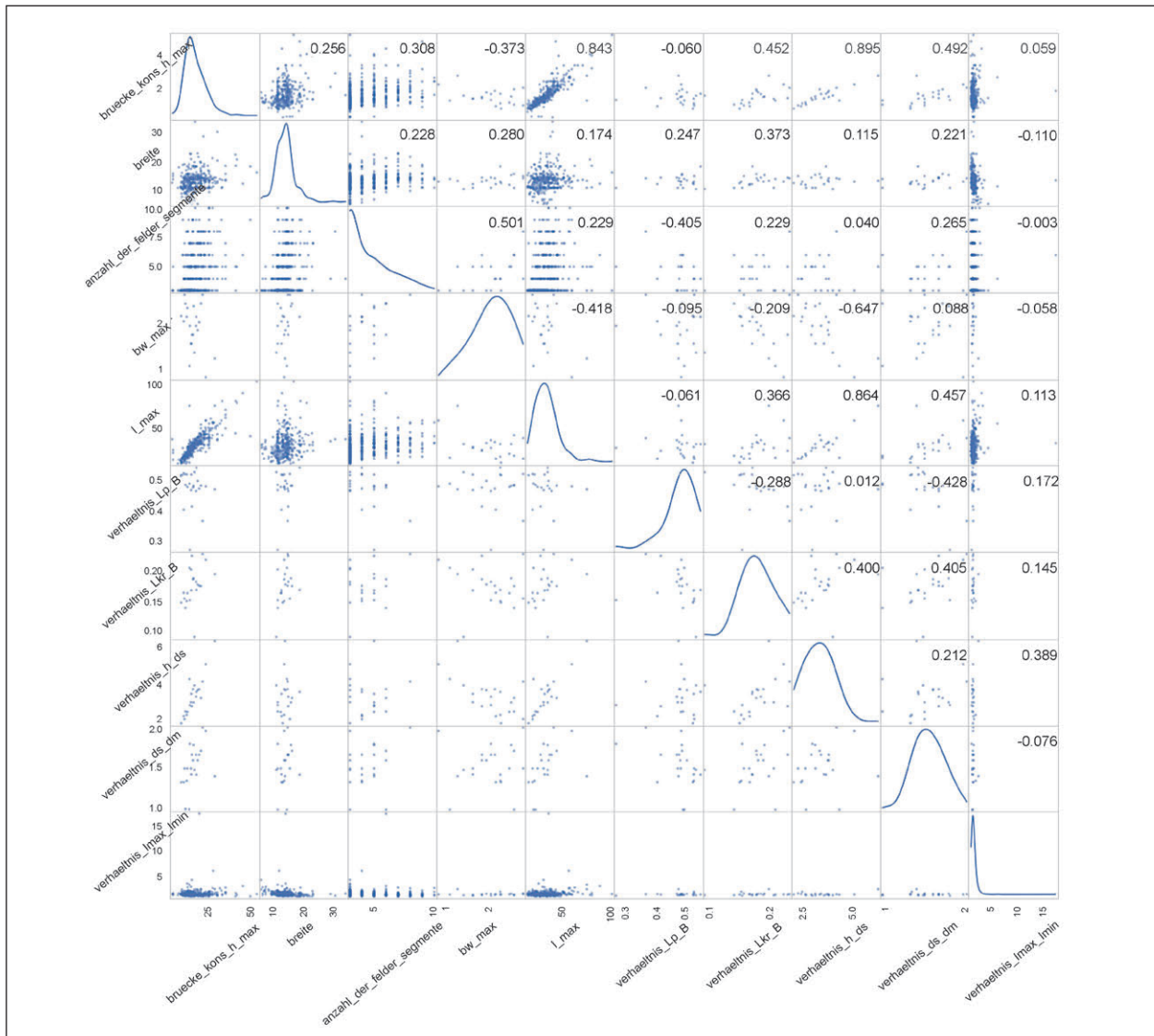


Bild 3-9: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach PEARSON) für den zweistegigen Plattenbalken mit mehr als zwei Feldern

für 56,6 % der Brücken nicht erfüllt ist, wobei das Defizit bei 23,4 % der Brücken größer 100 % war. Für die Biegebewehrung wird des Weiteren angegeben, dass 21,5 % der Brückenbauwerke den rechnerischen Nachweis nicht erfüllen. An diese Information wurde eine Verteilungsfunktion angepasst. Auch hier wurde wie auch schon für die geometrischen Größen auf eine Beta-Verteilung zurückgegriffen um negative wie auch unrealistisch große bzw. kleine Werte zu vermeiden. Die kumulative Dichtefunktion wie auch die Parameter und statistische Momente der gewählten Beta-Verteilung sind in Bild 3-12 dargestellt.

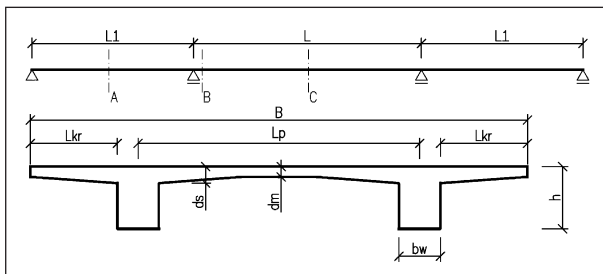


Bild 3-10: Geometrische Parameter

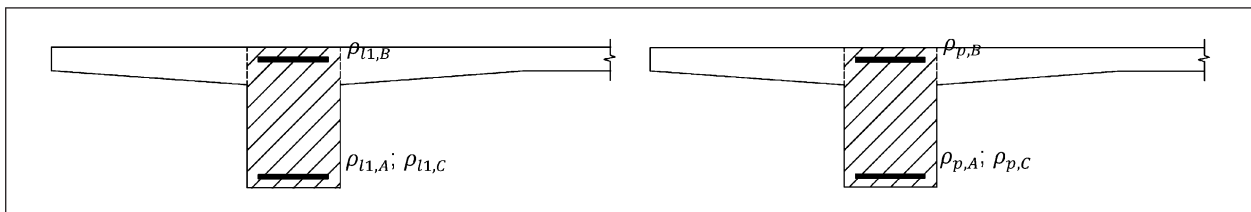


Bild 3-11: Parameter der schlaffen Bewehrung (links) und des Vorspannstahls (rechts)

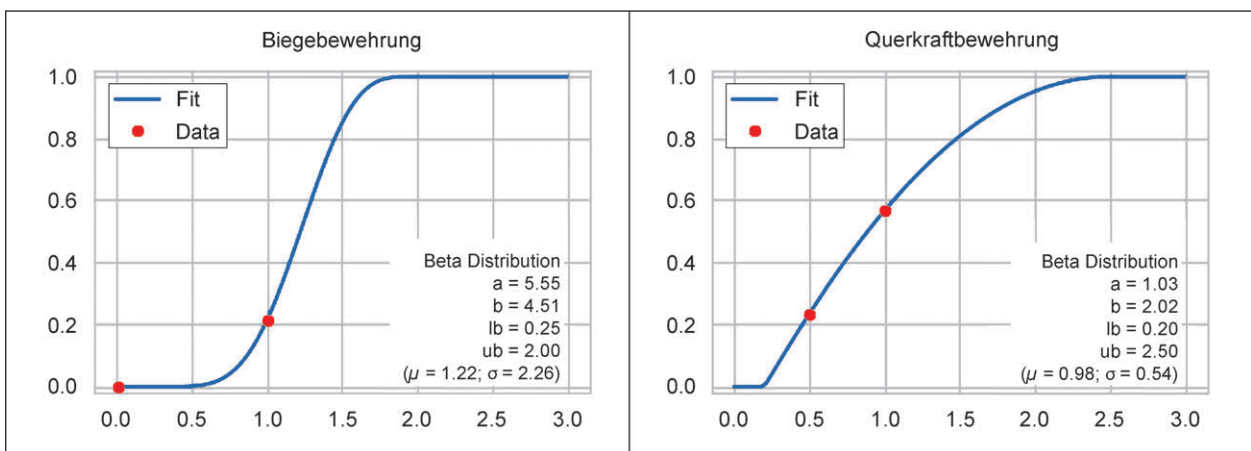


Bild 3-12: Kumulative Dichtefunktion des Erfüllungsgrades vom Biegemomentnachweis  $\alpha_{M,Erf}$  (links) und Querkraftnachweis  $\alpha_{V,Erf}$  (rechts)

## 3.2 Verwendete Bewertungsmethoden

Für die Bewertung der Brückenpopulation werden in den betrachteten Nachweisschnitten die Nachweise nach Biegung mit Längskraft sowie im Stützquerschnitt nach Querkraft durchgeführt. Die Nachweisführung erfolgt hier jeweils gemäß Eurocode 2 ([13], [14]) wobei auf das in [11] angeführte Bemessungsbeispiel Bezug genommen wird.

### 3.2.1 Bewertung nach Stufe 1 der Nachrechnungslinie

Die Bewertung erfolgt gemäß Eurocode 2 ([13], [14]) mit dem semi-probabilistischen Teilsicherheitskonzept nach Eurocode 0 ([12]).

Basierend auf den Lastangaben von EN 1991-2 LM1 wurde für die beiden betrachteten Brückenpopulationen (zwei- und mehrfeldrig) mittels eines FE-Modelles auf Stabwerksbasis die maßgeblichen Einwirkungen in den betrachteten Nachweisschnitten getrennt für ständige und veränderliche Einwirkungen berechnet. Im Anschluss wurde für jeden



Nachweisschnitt die erforderliche Bewehrung für die betrachtete Einwirkungskombination unter Berücksichtigung des jeweiligen Defizitfaktors  $\alpha_{Erf}$  gemäß Bild 3-12 ermittelt.

Die berücksichtigte Einwirkung entspricht der vereinfachten Einwirkungskombination entsprechend Gl. 3-1.

$$E_d = (\sum_{j \geq 1} \gamma_G * G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_Q * Q_{k,i}) * \alpha_{Defizit}$$

mit  $\gamma_G = 1,5$  und  $\gamma_Q = 1,35$  Gl. 3-1

Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge erfolgte für die Moment-Normalkraft Interaktion unter Berücksichtigung der Vorspannkraft sowie für die Querkraft inkl. Bewehrung. Die Ermittlung wurde iterativ durchgeführt. Hier wurde die jeweilige Bewehrungsmenge mit einem eindimensionalen und begrenzten Optimierungsalgorithmus iteriert bis der Designwert des Widerstandes im Nachweisschnitt dem Designwert der Einwirkung entsprach. Dieser Bewehrungsmenge wurde zur weiteren Verwendung abgespeichert.

Für die Momentennachweise funktionierte diese Vorgehensweise sehr gut. Bei den Querkraftnachweisen ergab sich bei manchen der generierten Tragwerke das Problem, dass der Schubwiderstand durch die Druckfähigkeit der Betondruckstrebe nach oben begrenzt war. In diesen Fällen bewirkt eine größere Schubbewehrungsmenge keine Erhöhung des Widerstandes, daher blieben diese Tragwerke etwas unterdimensioniert. Da dies nur bei 8 Fällen aus 400 vorkam, hatte es keine Auswirkung auf die Gesamtergebnisse.

### 3.2.2 Vollprobabilistische Berechnung (Stufe 4)

Für die vollprobabilistische Bewertung werden die charakteristischen Werte in der Berechnung nach Eurocode 2 ([13], [14]) durch verteilte Variablen ersetzt. Die Verteilungsparameter werden zu großen Teilen gemäß den Vorgaben des JCSS-Model Code Part III [20] angesetzt, sofern nicht genauer bekannt.

Die probabilistische Berechnung erfolgt durch Monte-Carlo Simulation mittels Latin-Hypercube-Samplings (LHS). Für jede Brücke der Brückenpopulation wurde eine Monte-Carlo Simulation durchgeführt und Versagenswahrscheinlichkeiten wurden für einzelne Grenzzustände ermittelt.

Die Verteilungsparameter wurden wie folgt festgelegt:

### Betoneigenschaften

Die Angaben zu guten Prior-Verteilungen für die Betoneigenschaften sind im JCSS [20] leider unvollständig. Hier wird als erste Näherung der Wert von  $8 \text{ N/mm}^2$  aus der in EC2 [13] angegebenen Umrechnungsformel zwischen charakteristischer Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  und Mittelwert  $f_{cm}$  verwendet. Unter der Annahme, dass  $f_{ck}$  dem 5%-Quantilwert entspricht und unter Annahme einer Normalverteilung ergibt sich eine Standardabweichung von  $\sigma = 4,86 \text{ N/mm}^2$ . Da dies für moderne Betone jedoch als zu hoch streuend angesehen wird, wird die Standardabweichung auf  $\sigma = 3 \text{ N/mm}^2$  gesetzt. Somit ergibt sich ein Mittelwert von  $f_{ck} + 4,93 \text{ N/mm}^2$  (Tabelle 3-4). Als E-Modul wird vereinfachend der Nominalwert verwendet.

### Bewehrungsstahl

Einzelne Bewehrungsstäbe in Stabbündeln werden zur Vereinfachung voll korreliert zueinander behandelt. Da in der Berechnung Spannstahl vereinfacht wie schlaife Bewehrung behandelt wird (siehe oben), werden diese Werte auch hier verwendet. Die verwendeten Verteilungsparameter listet die Tabelle 3-5 auf.

### Modellunsicherheiten

Die Modellunsicherheiten bestimmen die probabilistischen Variablen mit dem größten Einfluss auf die ermittelte Zuverlässigkeit des Tragwerks. Eine Zusammenstellung der unterschiedlichen Empfehlungen für diese statistischen Größen wurde in [6]

Parameter	MW $\mu$	STD $\sigma$	Verteilung
Betondruckfestigkeit $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck} + 4,93$	3	Normal

Tab. 3-4: Verteilungsparameter Betondruckfestigkeit

Parameter	MW $\mu$	STD $\sigma$	C.o.V.	Verteilung
Stahlquerschnitt $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	Nominalwert	-	0,02	Normal
Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk} + 2 * \sigma$	30	-	Normal

Tab. 3-5: Verteilungsparameter Bewehrungsstahl

präsentiert. Die gewählten Verteilungen (Tabelle 3-6) basieren auf dieser Zusammenstellung. Für den Biegemoment wurde die empfohlene Verteilung für Stabtragwerke mit  $c_v = 7\%$  gewählt. Für die Schubkraft an Stabtragwerken wurden die Empfehlungen für auflagenaher Einzellasten ( $c_v = 17\%$ ) und Gleichstreckenlasten ( $c_v = 12\%$ ) kombiniert, da diese Kombination im Bemessungszustand auftritt. Die kombinierte Variation wurde vereinfacht mit  $c_v = 15\%$  angenommen.

Für den Biegezugwiderstand wurde der Ansatz nach Bach [4] übernommen, während die Unsicherheit vom Schubwiderstand basierend auf der Arbeit von Hansen [27] angesetzt wurde. Hier sollte angemerkt werden, dass die Bandbreite der vorhandenen Literaturempfehlungen insbesondere beim Schubwiderstand relativ hoch ist. Aufgrund dessen, dass die Modellunsicherheitsparameter einen großen Einfluss auf die ermittelte Zuverlässigkeit haben, und diese Verteilungen noch nicht kodifiziert sind, gestaltet sich deren Auswahl teilweise schwierig.

## Abmessungen

Abweichungen in den Abmessungen der Betonteile werden gemäß JCSS [21] angesetzt (Tabelle 3-7).

Diese äußeren Verteilungsparameter werden bei Konstruktionshöhe  $h$ , Stegbreite  $b_w$  und die Plattendicke  $d_s$  bzw.  $d_m$  angewendet. Die örtliche Variabili-

Parameter	$\mu$	$c_v$	Verteilung
Schubkraft $\Theta_V$	1	0,15	Lognormal
Biegemoment $\Theta_M$	1	0,07	Lognormal
Biegezugwiderstand $\Theta_{R,M}$	1,025	0,07	Lognormal
Schubwiderstand $\Theta_{R,V}$	1,1	0,1	Lognormal

Tab. 3-6: Definition der Modellunsicherheiten für Einwirkungen und Widerstände

Parameter	$\mu$	$\sigma$	Verteilung
Abmessungen für $X_{nom}$	$0 \leq 0,003 \cdot X_{nom} \leq 3\text{mm}$	$4\text{mm} + 0,006 \cdot X_{nom} \leq 10\text{mm}$	Normal

Tab. 3-7: Verteilungsparameter für äußere Abmessungen

Parameter	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	a	b	Verteilung
Betondeckung $c$ [mm]	$c_{nom}$	10	10	$\frac{d_{nom}}{2}$	$2 \cdot c_{nom} - \frac{d_{nom}}{2}$	Beta
$d_{nom}$ Durchmesser Bewehrungsstahl						

Tab. 3-8: Verteilungsparameter für die Betondeckung

tät dieser Abmessungen zwischen verschiedenen Stellen des Tragwerks wurde nicht modelliert.

Für die Betondeckung wurden die Werte gemäß Tabelle 3-8 festgelegt. Als Verteilung wurde hier eine symmetrische Beta-Verteilung mit den Parametern  $a$ ,  $\beta$  und den Grenzen  $a$  und  $b$  angesetzt.

Für schlaffe Bewehrung wurde  $c_{nom} = 50\text{mm}$  und  $d_{nom} = 20\text{mm}$  (oben und unten) verwendet. Für Spannstahl wurde  $c_{nom} = 100\text{mm}$  und  $d_{nom} = 40\text{mm}$  angesetzt.

## Verkehrslast

Die Verteilung der Verkehrslast wurde mit einer Gumbel-Verteilung mit Variationskoeffizient  $c_v = 10\%$  angenommen. Die statistischen Momente der Verteilung wurden basierend auf den charakteristischen Werten (laut Norm) bestimmt, wobei berücksichtigt wurde, dass diese Werte eine 2%ige Überschreitungswahrscheinlichkeit innerhalb eines Jahres (d. h. Wiederkehrperiode 50 Jahre) haben.

## 3.3 Vergleich der Bewertungsmethoden

### 3.3.1 Berechnung

Die mitwirkende Plattenbreite wird gemäß EN 1992-1-1 [13] Abschnitt 5.3.2.1 sowie der Regelung für die Erhöhung bei Vouten gemäß DIN EN 1992-2/NA [15] Abschnitt 5.3.2 berechnet.

Es wurden die folgenden Nachweise durchgeführt.

Zweifeldträger:

- Momentennachweis Randfeld ( $M_{R1}$ ),
- Momentennachweis über Stütze ( $M_{R2}$ ),
- Querkraftnachweis Mittelstütze links ( $V_R$ ).

Mehrfeldträger:

- Momentennachweis Randfeld ( $M_{R1}$ ),
- Momentennachweis über erster Innenstütze ( $M_{R2}$ ),
- Momentennachweis erstes Innenfeld ( $M_{R3}$ ),
- Querkraftnachweis erste Innenstütze links ( $V_{R1}$ ),
- Querkraftnachweis erste Innenstütze rechts ( $V_{R2}$ ).

Da die beiden Stege in der Population symmetrisch sind, werden die Nachweise jeweils nur für einen der beiden Stege geführt.

Da die Berechnung mit einer künstlich erstellen Brückenpopulation durchgeführt wird sind für die Berechnung mehrere Annahmen zu treffen. Diese werden wie folgt festgelegt:

- Alle Brücken haben die Betonklasse C35/45,
- schlaffe Bewehrung:  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ,
- Faktor  $\alpha_{cc} = 0,85$  (für Langzeiteffekte),
- Es wird die parabolische Betondruckkurve angesetzt,
- Spannstahl hat die gleiche Querschnittsfläche der schlaffen Bewehrung und der Vorspanngrad ist derart definiert, dass  $f_p = f_{p0,1k} - f_{yk}$  gilt,
- Betondeckung schlaffe Bewehrung: 5 cm,
- Betondeckung Vorspannstahl: 10 cm,
- Durchmesser schlaffe Bewehrung: 2 cm,
- Durchmesser Vorspannstahl: 4 cm.

### 3.3.2 Ergebnisse

Die Zuverlässigkeit wurde einerseits mit Anwendung der Erfüllungsgradverteilungen  $\alpha_{M,Erf}$  und  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12, andererseits auch mit den rechnerisch erforderlichen Bewehrungsmengen (d. h.  $\alpha_{M,Erf} = \alpha_{V,Erf} = 1$ ), berechnet.

Die Querschnittskräfte wurden mit einem linearen Finite-Elemente 3D-Stabwerksmodell ermittelt. Die

Zuverlässigkeit jeder der 200 generierten Brücken wurde durch Monte-Carlo Simulation mit Sampleanzahl von  $n = 10.000$  berechnet. Da bei den Zweifeldträgern drei unterschiedliche Nachweise (Momente Feld und Stütze sowie Querkraft) und bei den Mehrfeldträgern fünf unterschiedliche Nachweise (Momente Rand-, Innenfeld, Stütze sowie Querkraft links und rechts der Stütze) durchgeführt wurden, mussten somit insgesamt 8.000.000 Grenzzustandswerte berechnet werden. In den Bildern 3-13 bis 3-20 sind die Ergebnisse der einzelnen Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für alle Nachweise und Tragwerke dargestellt. Es zeigt sich, dass die einzelnen Nachweise stark unterschiedliche Streuungen in den Ergebnissen haben.

Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit der einzelnen Nachweise wurde das Histogramm der Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  aus den berechneten Samples erstellt und mittels eines sogenannten „Goodness of fit“ Testes (nach KOLMOGOROW-SMIRNOW) die am besten passende Verteilung aus einer Liste an über den Raum der reellen Zahlen definierten Verteilungen gewählt. Berücksichtigte Verteilungen sind:

- Normalverteilung,
- Cauchy-Verteilung,
- Gumbelverteilung (Linksschief) und
- Student-T Verteilung.

Die Unterschiede zwischen Normalverteilung und Student-T Verteilung sind klein, numerisch hat sich jedoch in der mehrheitlich die Student-T als geringfügig besser passend erwiesen. In Bild 3-21 ist ein Beispiel vom Histogramm der Grenzzustandsfunktion und den angepassten Verteilungen, der aus einer der hier durchgeführten Berechnungen stammt.

Basierend auf der ermittelten Verteilung wurde die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  jedes Nachweises ermittelt und daraus der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  aus der Inversen der Standardnormalverteilung, gemäß Gl. 3-2 ermittelt.

$$\beta = -\phi^{-1}(p_f)$$

Gl. 3-2

## Ergebnisse für Zweifeldbrücken

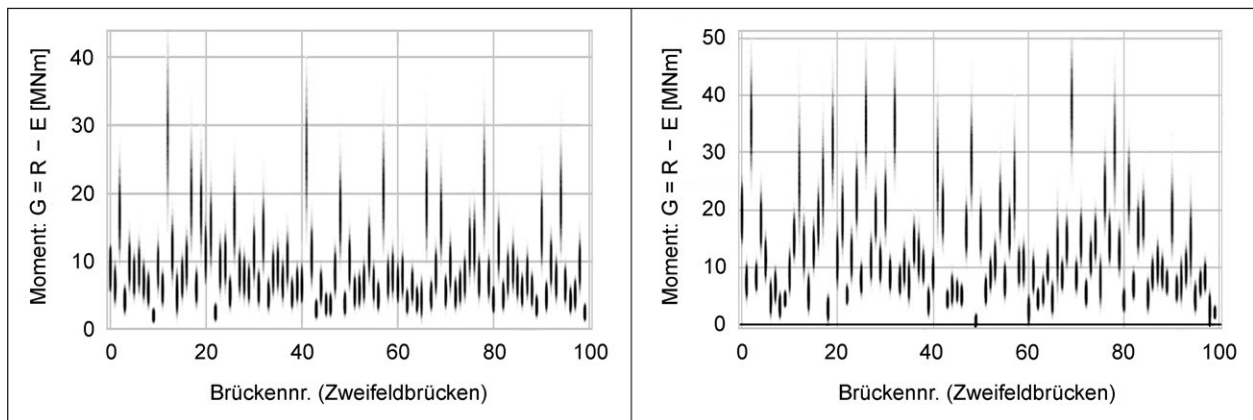


Bild 3-13: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment in Feldmitte bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

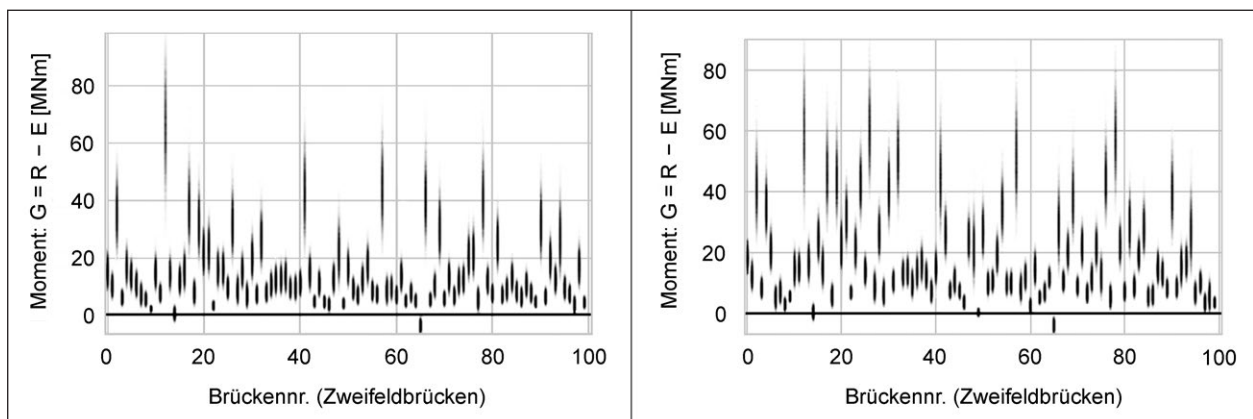


Bild 3-14: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment über der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

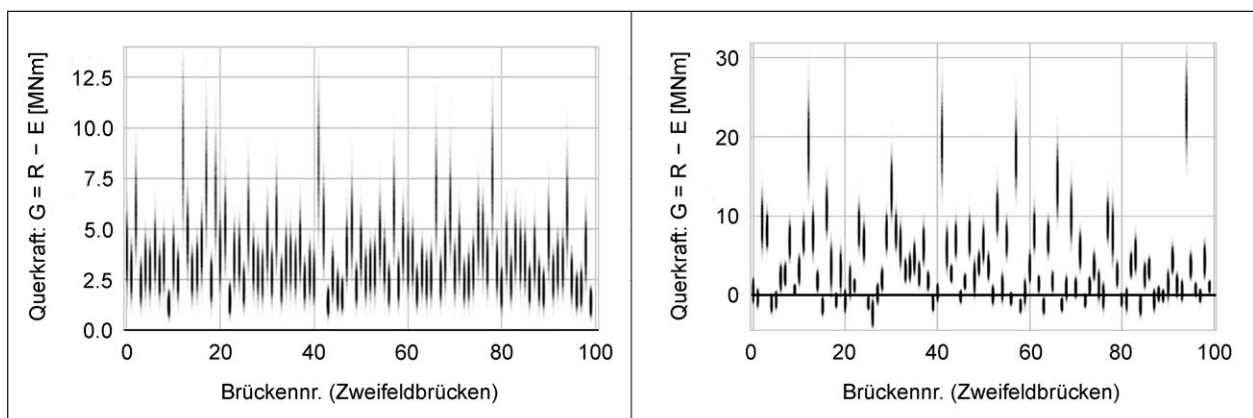


Bild 3-15: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für die Querkraft links neben der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12

Ergebnisse für Mehrfeldbrücken

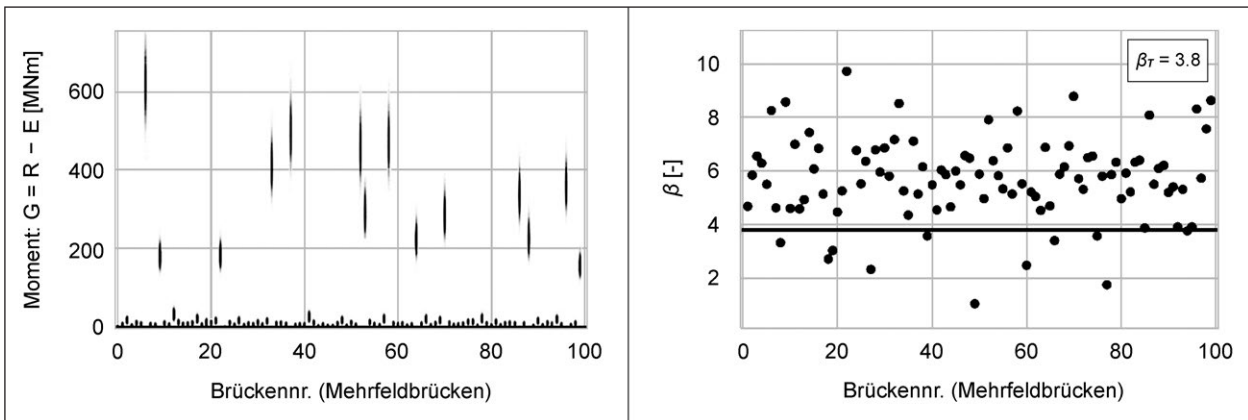


Bild 3-16: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment in Feldmitte des ersten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

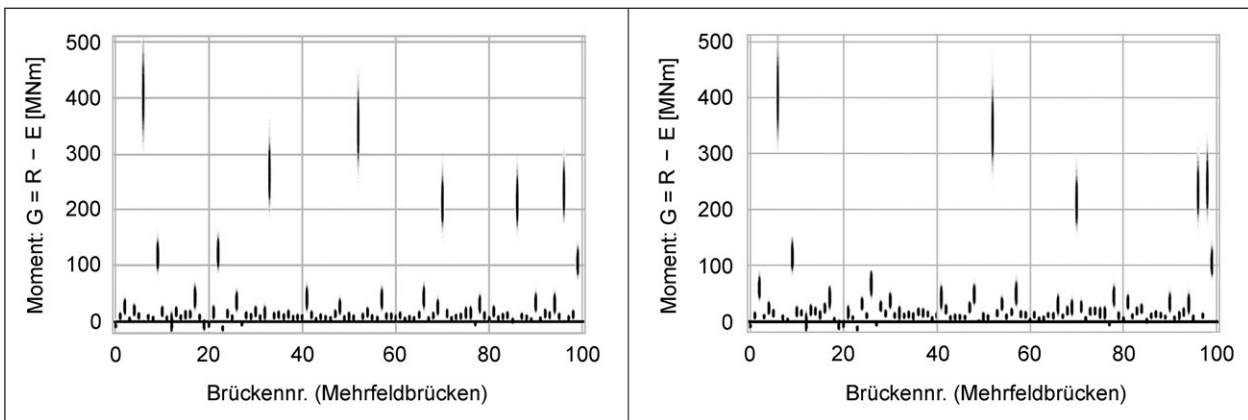


Bild 3-17: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment über der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

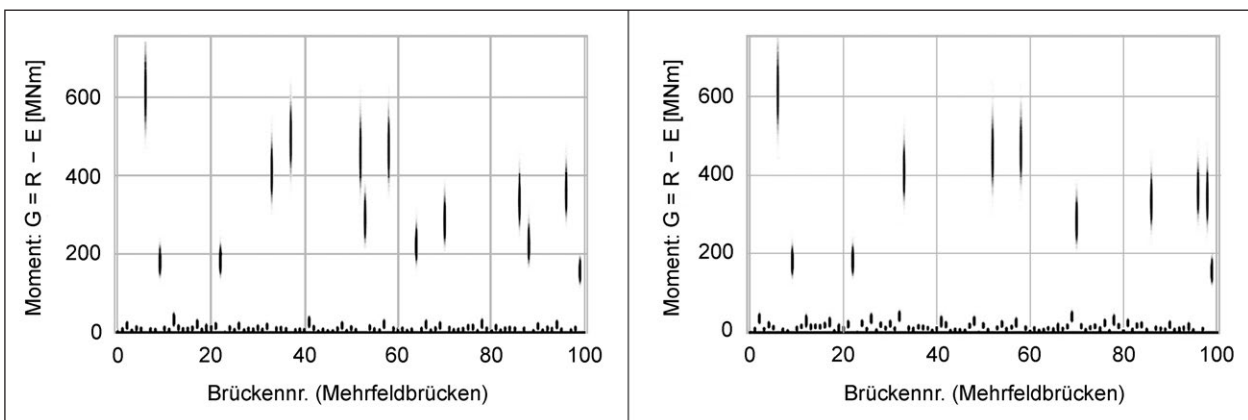


Bild 3-18: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment in Feldmitte des zweiten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

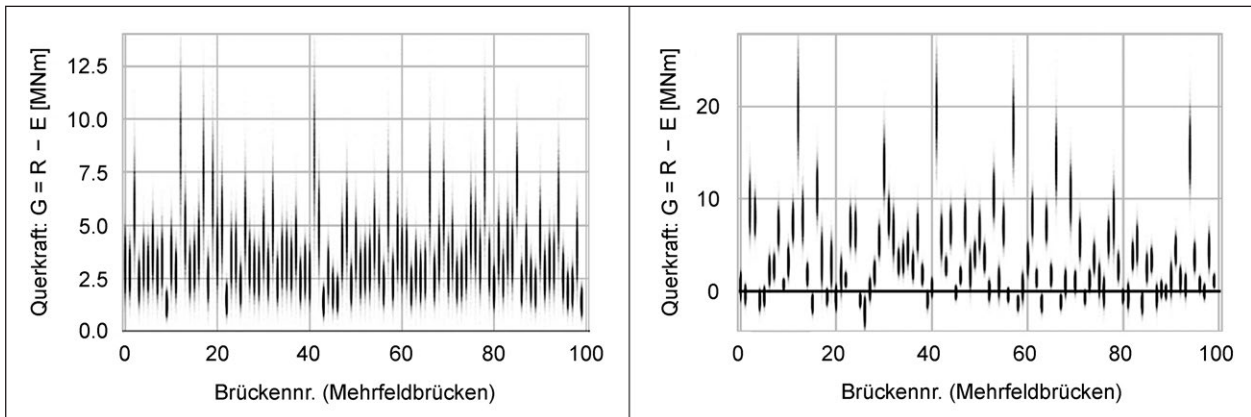


Bild 3-19: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für die Querkraft links neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12

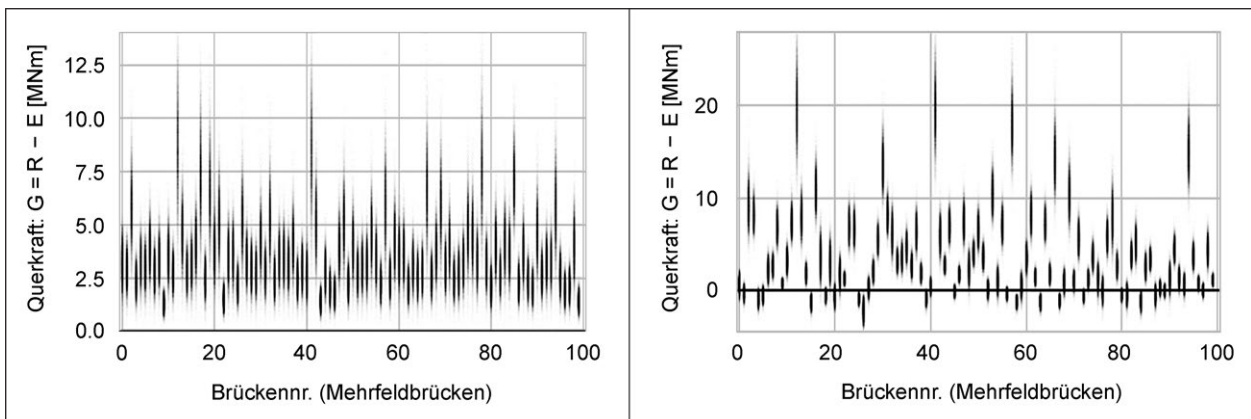


Bild 3-20: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für die Querkraft rechts neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12

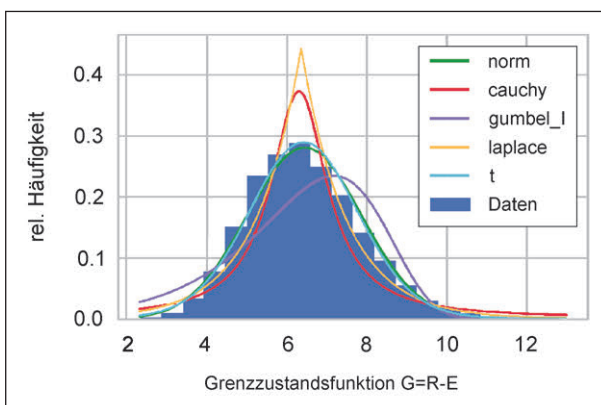


Bild 3-21: Beispiel eines Distribution Fits über das Histogramm einer Grenzzustandsfunktion; in diesem Fall war die Student-T Verteilung am besten passend

Die Diagramme (Bild 3-22 bis 3-29) zeigen den ermittelten Zuverlässigkeitsindex jeweils mit und ohne Berücksichtigung des Erfüllungsfaktors. Die horizontale Linie bei  $\beta_T = 3,8$  entspricht dem in der

Norm für den Tragsicherheitsnachweis geforderten Zielzuverlässigkeitsindex bezogen auf einen Betrachtungszeitraum von 1 Jahr.

**Ergebnisse für Zweifeldbrücken**

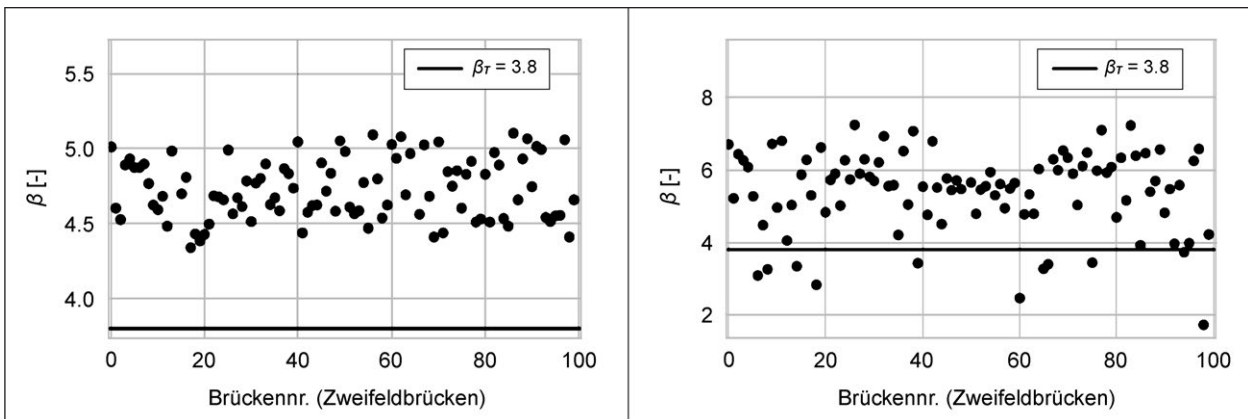


Bild 3-22: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment in Feldmitte bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

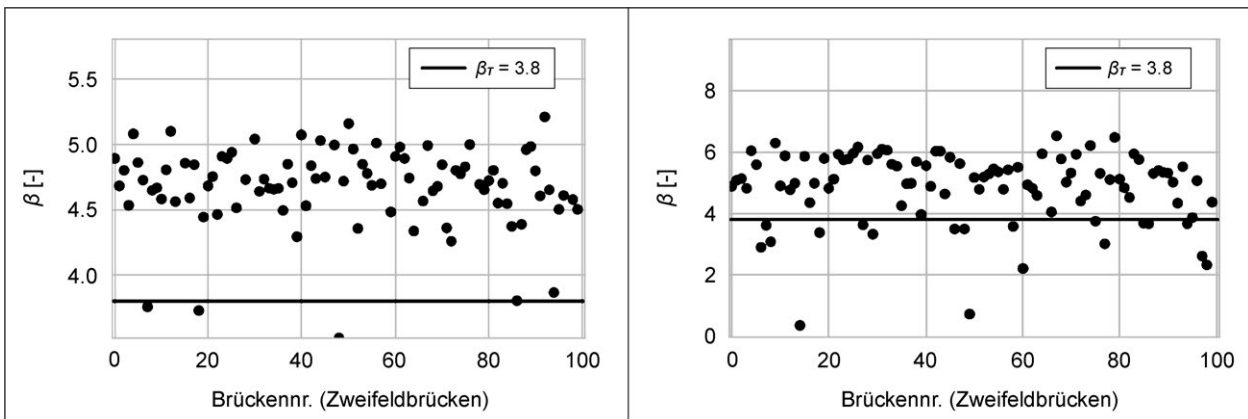


Bild 3-23: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment über der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

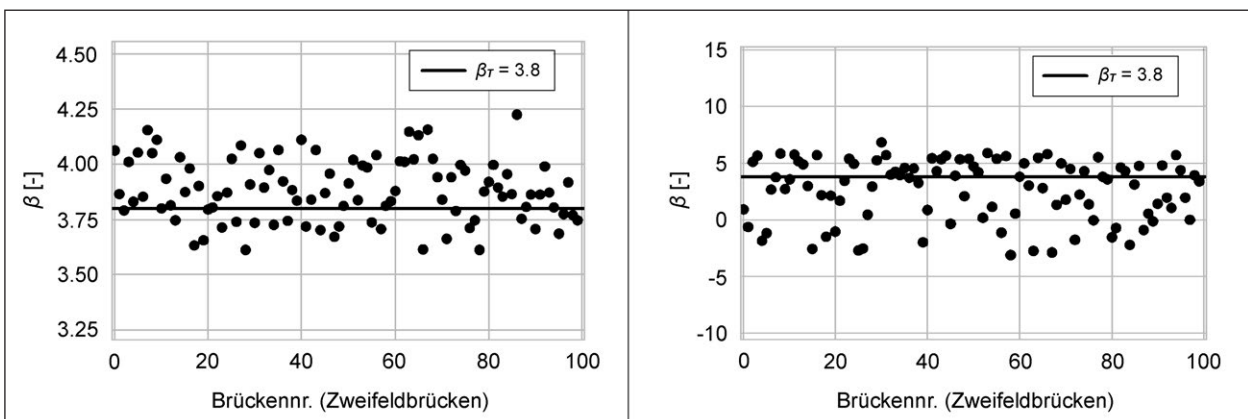


Bild 3-24: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für die Querkraft links neben der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12

## Ergebnisse für Mehrfeldbrücken

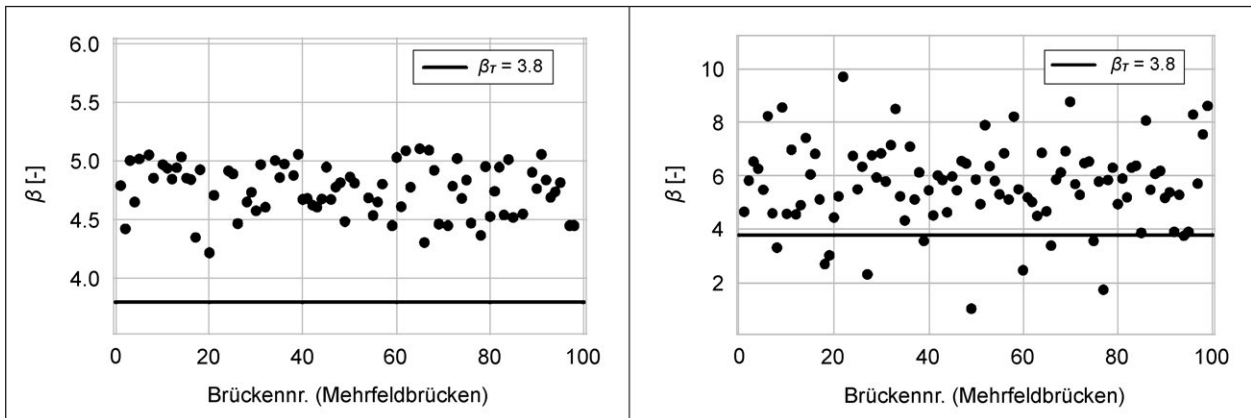


Bild 3-25: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment in Feldmitte des ersten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

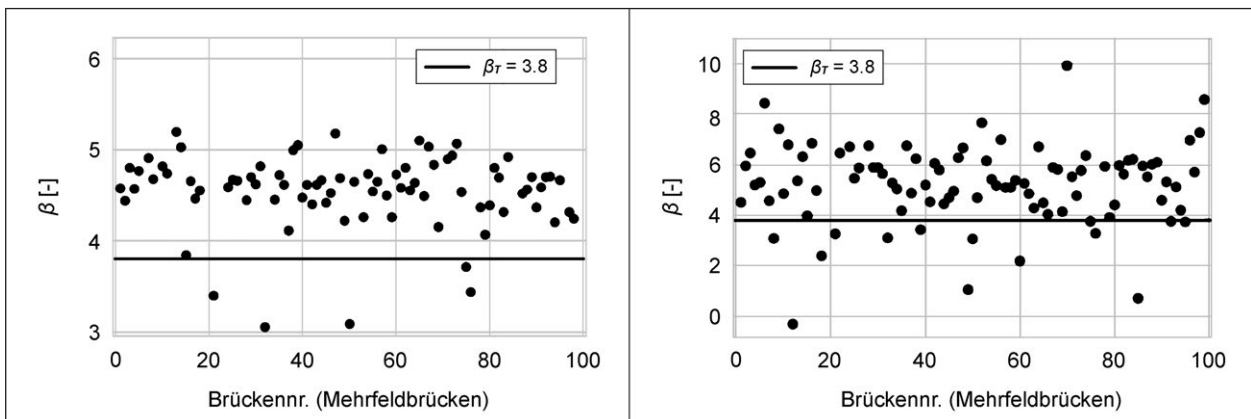


Bild 3-26: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment über der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

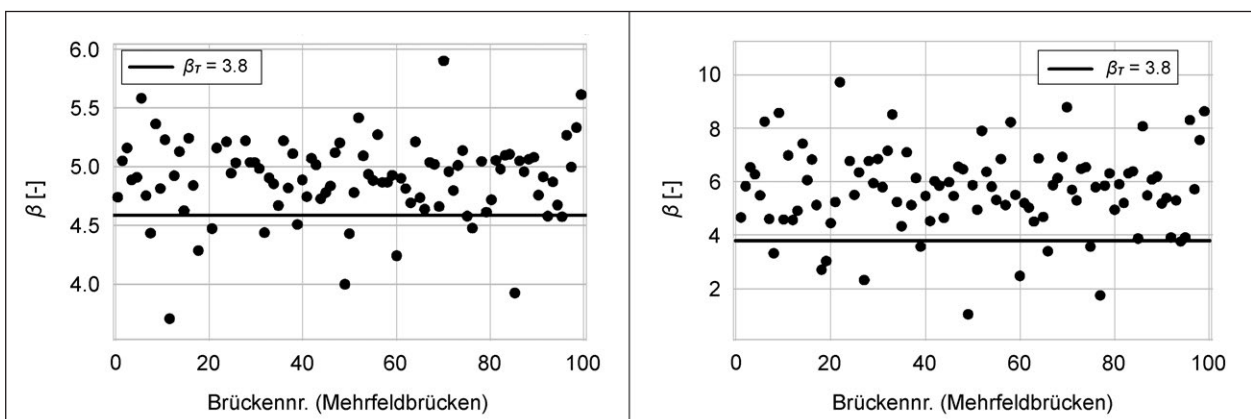


Bild 3-27: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment in Feldmitte des zweiten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12



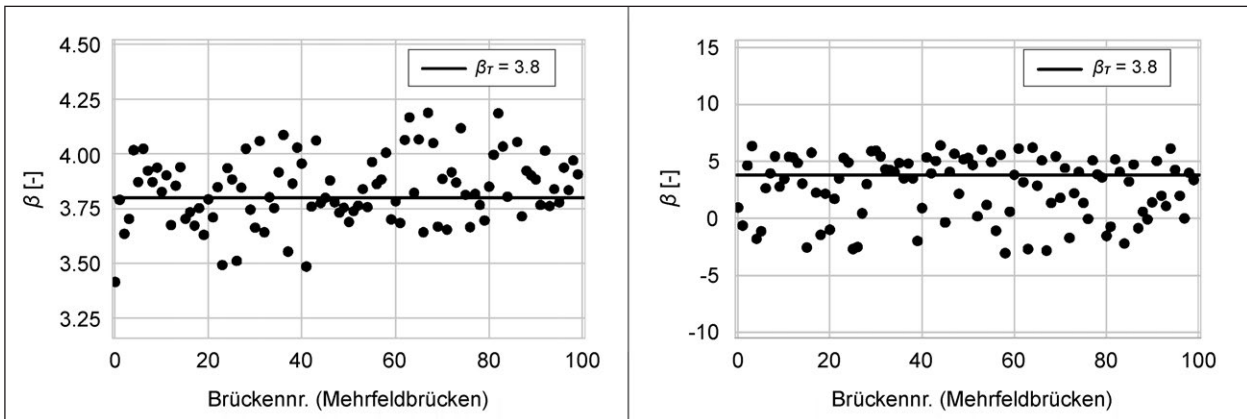


Bild 3-28: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für die Querkraft links neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12

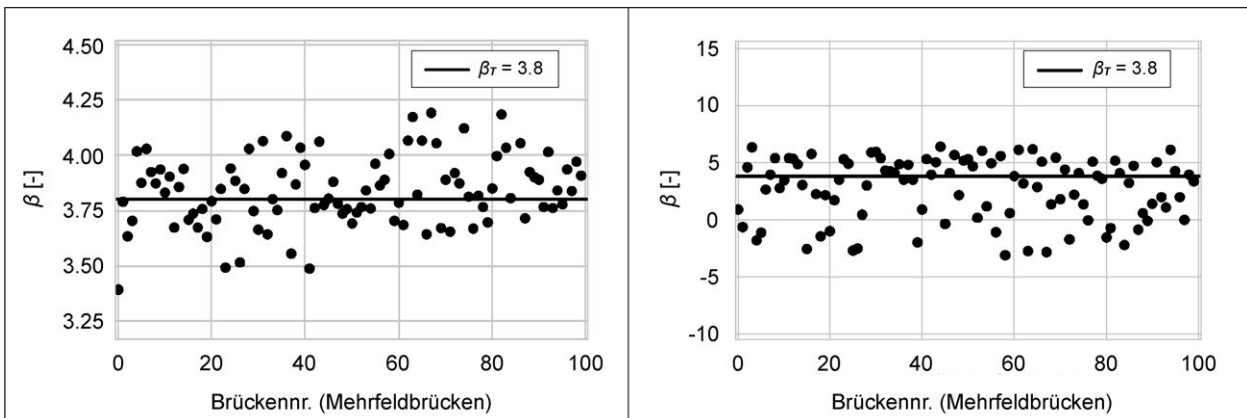


Bild 3-29: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für die Querkraft rechts neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12

Die maßgebende Variable für die Zuverlässigkeit der Tragwerke war hier der Erfüllungsfaktor, der zur Abschätzung der vorhandenen Bewehrungsmengen benutzt wurde. In den Bildern 3-22 bis 3-29 war immer links der Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$  verwendet, d. h. unter der Annahme, dass die Tragwerke genau die erforderliche Bewehrungsmenge gemäß semi-probabilistischem Nachweis aufweisen. Diese Ergebnisse spiegeln daher den Vergleich der Bewertungsmethoden wider. Hier wurde festgestellt, dass sich für die Biegemomenttragfähigkeit die Zuverlässigkeitsindexe großteils im Bereich 4,2 – 5,2 bewegen, sowohl bei den Zweifeldbrücken als auch bei den Mehrfeldbrücken. Die Zuverlässigkeitsindexe für die Tragfähigkeit im Schub waren großteils im Bereich zwischen 3,6 und 4,1. Die Schubtragfähigkeit hat in fast der Hälfte der berechneten Brückenkongfigurationen einen Zuverlässigkeitsindex ergeben, der unter dem normativ geforderten Wert von  $\beta_T = 3,8$  lag.

In den Bildern 3-22 bis 3-29 rechts wurde der Erfüllungsfaktor gemäß Bild 3-12 verwendet, mit dem Ziel, die tatsächlich vorhandene Variation der Bewehrungsmengen unter den vorhandenen Brücken abzubilden. Die angenommene Variation war insbesondere beim Schub groß. Dementsprechend zeigen auch die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsindexe sehr große Variationen. Die Zuverlässigkeit der Biegemomenttragfähigkeit bewegte sich hier großteils im Bereich zwischen  $\beta = 3$  und  $\beta = 7$ . Im Falle der Schubtragfähigkeit war der Großteil der Werte zwischen  $\beta = -2$  und  $\beta = 6$ , was eine sehr große Streuung ist, sogar mit signifikanter Anzahl der Fälle mit  $\beta < 0$ . Dies ist einerseits die Konsequenz der angenommenen Verteilung des Erfüllungsfaktors für den Schub, die zu fast 60 % unter 1,0 liegt, andererseits auch des verwendeten Modells für die Berechnung des Schubwiderstandes, der gemäß EN 1992 umgesetzt wurde. Verbesserte Schubmodelle, an welchen gerade intensiv geforscht wird

bzw. welche gerade in Nachrechnungsrichtlinien implementiert werden wurden in dieser Betrachtung nicht angesetzt.

Im Grenzzustand der Biegung ergab die voll-probabilistische Bewertung bei dieser Brückenpopulation insgesamt höhere Werte der Zuverlässigkeit im Vergleich zu der semi-probabilistischer Bewertung. Im Grenzzustand des Schubs gab es dagegen zwischen den Methoden keinen nennenswerten Unterschied der Ergebnisse.

## 4 Anwendung vorhandener Dauerüberwachungsmaßnahmen

In diesem Kapitel wird die Anwendung vorhandener Dauerüberwachungsmaßnahmen simuliert, mit dem Ziel das Potenzial und mögliche Schwierigkeiten bei ihrer Anwendung aufzuzeigen. Zu diesem Zweck wurde im Kapitel 4.1 die Anpassung der Verkehrsbelastung anhand Daten der Einwirkungsüberwachung untersucht. Im Kapitel 4.2 wird die Verwendung von angepassten Tragwerksmodellen diskutiert, wobei hier die Lastabtragung als gemessener Indikator genutzt wird. Zuletzt wird im Kapitel 4.3 auf die Ermittlung von Genauigkeit der gemessenen Indikatoren eingegangen.

### 4.1 Anpassung der Verkehrsbelastung

Wie im Kapitel 2.2.1 erwähnt, können Weigh-In-Motion Messsysteme zur Bestimmung von objekt- oder streckenspezifischen Verkehrslasten benutzt werden. Der Messzeitraum, der zu diesem Zweck zur Verfügung steht, ist dabei deutlich kleiner als der Bezugszeitraum, auf den sich das Sicherheitskonzept vom Eurocode bezieht (50 Jahre). Dies muss bei der Herleitung der Lastmodelle aus Messdaten berücksichtigt werden.

Die Verkehrslast wird in der probabilistischen Bewertung meistens mittels der Gumbel-Verteilung definiert. Bei der Verwendung der Anpassungsfaktoren  $\alpha_Q$  gemäß DIN Fachbericht 101 [16] entsprechen die charakteristischen Verkehrslasten einem 98%-Quantilwert, d. h. einer Wiederkehrperiode von 1-mal in 50 Jahren [6]. Der Zusammenhang zwischen dem Quantilwert  $q$  und dem Erwartungs-

wert der Wiederkehrperiode  $R_q$  einer Variablen mit der Wahrscheinlichkeitsdichte  $PDF$  ist [19]:

$$\frac{1}{R_q} = \int_q^{\infty} PDF(x) dx \quad \text{Gl. 4-1}$$

Dabei ist  $R_q$  auf die zugrundeliegende Zeiteinheit von  $x$  bezogen; das heißt, wenn z. B.  $PDF(x)$  die Wahrscheinlichkeitsdichte der Wochenmaxima darstellt, dann hat der 50%-Quantilwert  $x_{0,5}$  eine Wiederkehrperiode von 2 Wochen (Gl. 4-2). Der 95%-Quantilwert hätte dann eine  $R_{0,95} = 20$  Wochen, usw.

$$R_{0,5} = \left( \int_{x_{0,5}}^{\infty} PDF(x) dx \right)^{-1} = 0,5^{-1} = 2 \quad \text{Gl. 4-2}$$

Die probabilistische Variable der Verkehrslast  $Q$  beschreibt die Verteilung Jahresmaxima, wie aus dem Quantilwert 98 % und der zugehörigen Wiederkehrperiode  $R_{0,98} = 50$  Jahre ersichtlich ist.

Durch die Beschränkung der praktikablen Messdauer ist es zweckmäßig, aus den gemessenen Daten eine Verteilung der Tagesmaxima oder Wochenmaxima zu erstellen. Diese lässt sich in eine Verteilung der Jahresmaxima umrechnen. Bei Gumbelverteilten Variablen ändert sich die Standardabweichung  $\sigma$  durch die Umrechnung nicht. Der Mittelwert der umgerechneten Verteilung kann man durch Gl. 4-3 ermitteln [6], wobei  $T_1$  und  $T_2$  die Bezugszeiträume der zwei Variablen sind.

$$\mu_2 = \mu_1 + \sigma \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \ln \left( \frac{T_2}{T_1} \right) \quad \text{Gl. 4-3}$$

Bei Bezugszeiträumen von  $T_2 = 1$  Jahr und  $T_1 = 1$  Woche ergibt sich dann:  $\mu_2 = \mu_1 + 3,0834 \cdot \sigma$ .

Aus diesen Zusammenhängen lassen sich die Wahrscheinlichkeiten ermitteln, dass es innerhalb eines definierten Zeitraums zur Überschreitung von verschiedenen Verkehrslastniveaus kommt. Bild 4-1 zeigt die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der bezogenen Verkehrslast  $Q/Q_k$  in vier Zeiträumen (1 Tag, 7 Tage, 30 Tage, 1 Jahr), unter Annahme von zwei Werten des Variationskoeffizienten  $c_v$  (10 % und 15 %). Hierbei ist die Verkehrslast  $Q$  auf den charakteristischen Wert  $Q_k$  bezogen.

Durch Messdaten einer WIM-Anlage und eine entsprechende Auswertung lässt sich daher die Verteilung der streckenspezifischen oder objektspezifischen Verkehrslasten bestimmen. Diese angepasste Annahme der Verkehrsbelastung kann anschlie-

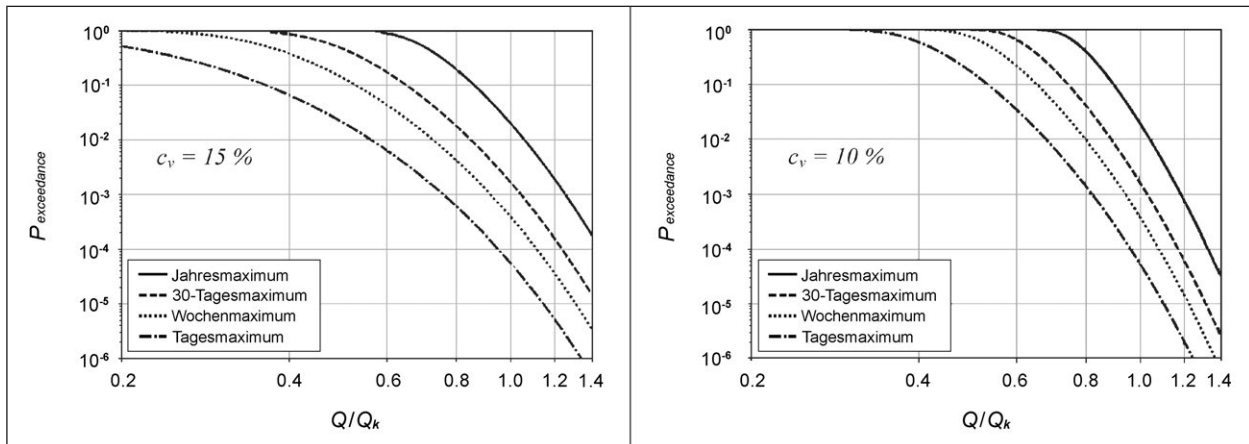


Bild 4-1: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der bezogenen Verkehrslast innerhalb 4 Perioden (Jahr, 30 Tage, Woche, Tag) bei Variationskoeffizient der Verkehrslastverteilung von 15 % (links) und 10 % (rechts)

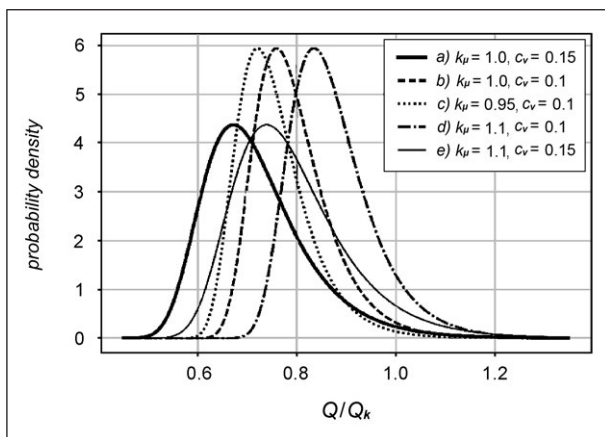


Bild 4-2: Dichtefunktionen der bezogenen Verkehrslasten als mögliche Ergebnisse einer hypothetischen WIM-Anlage

ßend in eine probabilistische Tragwerksbewertung einfließen. Welchen Effekt diese Vorgehensweise auf die Bewertungsergebnisse hat, hängt von den Messergebnissen ab. Im Weiteren werden ausgewählte theoretische Annahmen als Beispiele der möglichen Messergebnisse vorgestellt.

In allen Fällen wurde die Gumbel-Verteilung zur Definition der Verkehrsbelastung verwendet. Es wurde einerseits die Amplitude der Verkehrslasten variiert, andererseits auch die Streuung. Die Streuung ist durch den Variationskoeffizienten  $c_v$  gegeben. Es wurden hier zwei Werte verwendet:  $c_v = 10\%$  und  $c_v = 15\%$ . Die Amplitude der Verkehrslasten wurde durch die Verwendung vom Koeffizienten  $k_\mu$  variiert, mit dem die ursprüngliche normkonforme Annahme multipliziert wurde. Hier wurden drei Werte verwendet:  $k_\mu = 0,95$  (5%ige Reduktion),  $k_\mu = 1,0$  und  $k_\mu = 1,1$  (10%ige Zunahme im Vergleich zur Norm).

Die Verteilungen für Jahresmaxima der untersuchten hypothetisch ermittelten Verkehrsbelastungen sind in Bild 4-2 dargestellt.

Unter diesen angepassten Annahmen der Verkehrslasten wurden die im Kapitel 3 beschriebenen Brückenpopulationen voll-probabilistisch berechnet, um den Einfluss dieser unterschiedlichen Verkehrslastmodelle zu untersuchen. Im Weiteren wird dieser Einfluss beispielhaft dargestellt.

Bild 4-3 zeigt das Ergebnis einer Anpassung von der Verteilung b) in Bild 4-2 auf die Verteilung d). Das bedeutet eine Zunahme der Verkehrslasten zur ursprünglichen Annahme und daher eine negative Änderung des Zuverlässigkeitsindexes. Die Streuung der Ergebnisse ist einerseits durch unterschiedliche Konfigurationen der Tragwerke, aber zusätzlich auch durch die zwangsläufige Streuung der Monte-Carlo Simulation mit begrenzter Sampleanzahl gegeben.

Bild 4-4 zeigt am Beispiel der 100 simulierten mehrfeldrigen Brücken die Auswirkung der Anpassung der Verkehrsbelastung von ursprünglich Kurve a) in Bild 4-2 auf die Verteilung b). Diese Änderung bedeutet Reduktion der Laststreuungen, was sich positiv auf die Zunahme der Zuverlässigkeitsindexe auswirkt. Hier wurde die Brückenpopulation mit Erfüllungsfaktoren gemäß Bild 3-12 verwendet, und dadurch ist die Streuung der Ergebnisse größer.

Die Simulationsergebnisse deuten darauf hin, dass sich Änderungen der Verkehrslastannahmen unterschiedlich auf einzelne Brückenkonfigurationen auswirken. Das folgt zum Teil aus den unterschiedlichen Verhältnissen der Verkehrslasten und ständigen Lasten bei einzelnen Brücken. Zum Teil ist dies

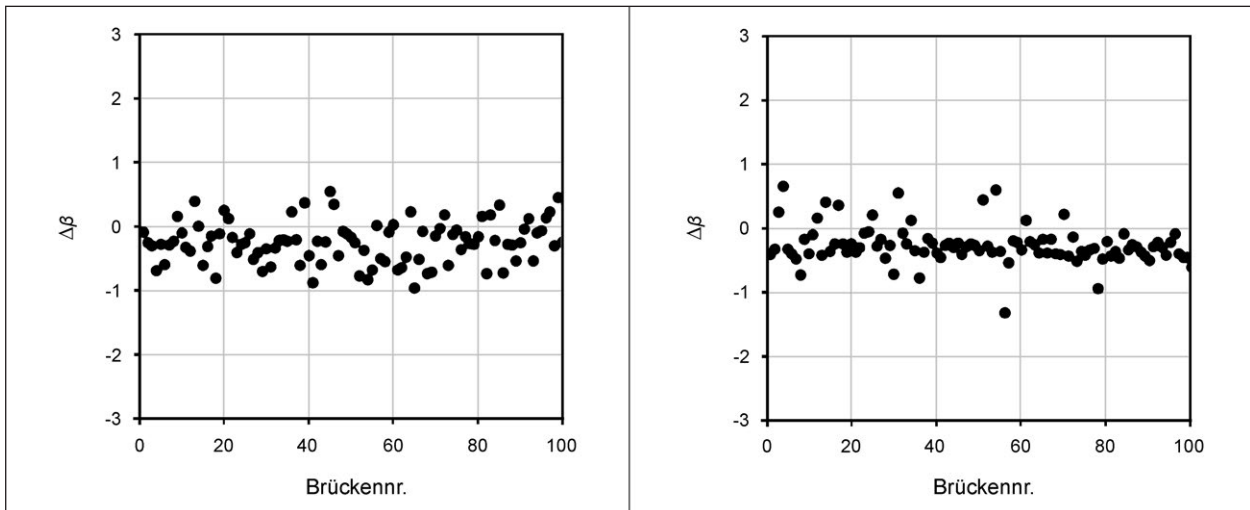


Bild 4-3: Negative Änderung von  $\beta$  durch Verkehrsbelastung gemäß Verteilung d) im Bezug auf Verteilung b); zweifeldrige Brücken, Stützenmoment (links) und Schub (rechts); Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$

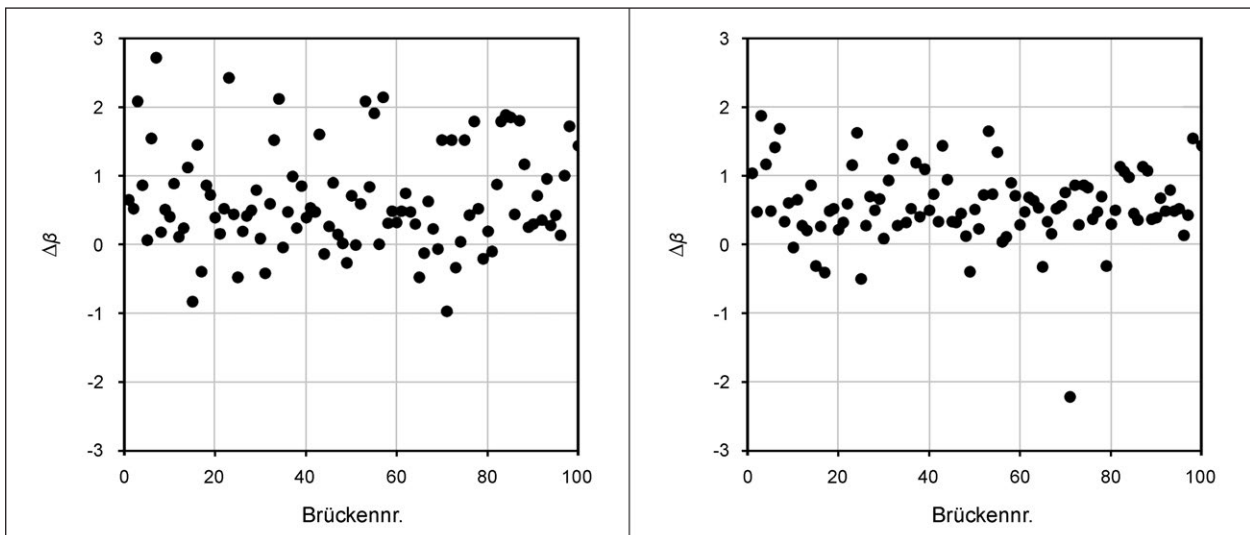


Bild 4-4: Großteils positive Änderung von  $\beta$  durch Verkehrsbelastung gemäß Verteilung b) im Bezug auf Verteilung a); mehrfeldrige Brücken, Biegemoment im Feld 1 (links) und über der Stütze (rechts); Erfüllungsfaktor  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12

aber auch durch die zwangsläufigen Streuungen in der Monte-Carlo Simulation verursacht, sodass sich diese zwei Einflüsse nicht ganz trennen lassen.

## 4.2 Anpassung des Tragwerkmodells

Die Anpassung vom Tragwerkmodell anhand von Messungen wurde schon vielfach eingesetzt. Das Ziel der Anpassung ist es, ein genaueres Modell zu erhalten, mit dem eine Neubewertung der Zuverlässigkeit durchgeführt werden kann. Diese Zielsetzung unterscheidet sich grundlegend vom dem Konzept, welches in Kapitel 6 vorgestellt wird, wo der Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit darauf basiert, dass die Messdaten vom Tragwerk fast in

Echtzeit vorhanden sind, sowie der Bereitschaft in relativ kurzer Zeit risikoreduzierende Maßnahmen zu treffen. Bei der Modellanpassung spielt die Zeit dagegen kaum eine Rolle. Die Modellanpassung wird oft einmalig durchgeführt; eine Dauerüberwachung ist hier nicht zwingend notwendig. Falls Daten einer Dauerüberwachung vorhanden sind, kann jedoch die Modellanpassung wiederholt, jeweils mit den aktuellen Daten, durchgeführt werden.

Die Modellanpassung kann je nach Art der anzupassenden Modelleigenschaften unterschiedlich durchgeführt werden. Beim „soft-load testing“ [66] Verfahren werden typischerweise die Randbedingungen des Oberbaus so angepasst, dass die Einflusslinie des Modells der gemessenen Einflusslinie

entspricht. Bei der Modellanpassung mit gemessenen Trägerverteilungsfaktoren kann die Steifigkeit des Oberbaus in Querrichtung oder Torsionssteifigkeit angepasst werden. Diverse andere Indikatoren, wie z. B. Eigenfrequenzen und Eigenformen, wurden verwendet, um Modellparameter wie Materialsteifigkeit, Untergrundsteifigkeit, und Randbedingungen an Brückenenden anzupassen. Das angepasste Modell wird dann für Neubewertung des Tragwerks verwendet.

Im Weiteren wird ein vereinfachtes Beispiel des Effektes von angepassten Einflusslinien schematisch aufgezeigt. Zu diesem Zweck nehmen wir eine einfeldrige einfach gelagerte Brücke. Diese wurde mit einem einfachen Stabwerksmodell voll-probabilistisch analysiert, mit dem Ergebnis, das der Zuverlässigkeitsindex bei  $\beta = 3,115$  für den Biegemoment in Feldmitte liegt. Nehmen wir weiter an, dass die gemessene Einflusslinie niedrigere Werte als die ursprüngliche theoretische Annahme ergeben hat. Um diese Abnahme vereinfacht zu simulieren, wurde hier die theoretische Einflusslinie mit einer Konstante multipliziert; in realen Fällen wird sich zusätzlich auch die Form der Einflusslinie ändern. Die gemessene Einflusslinie hat wie jedes Messergebnis eine gewisse Streuung. Der Vergleich der theoretischen und gemessenen Einflusslinie samt Streuung ist schematisch in Bild 4-5 dargestellt.

Eine Abnahme der Werte der Einflusslinie bewirkt direkt eine Abnahme der inneren Kräfte, die auf den Querschnitt einwirken, was sich positiv auf das Ergebnis der Bewertung auswirkt. Die Streuung vom Messergebnis bewirkt in der voll-probabilistischen Analyse den gegenteiligen Effekt. Die Tabelle 4-1 listet ausgewählte Werte der Reduktion der Einflusslinie, der Streuung, und des resultierenden Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ . Die erste Zeile stellt die ursprüngliche theoretische Annahme dar.

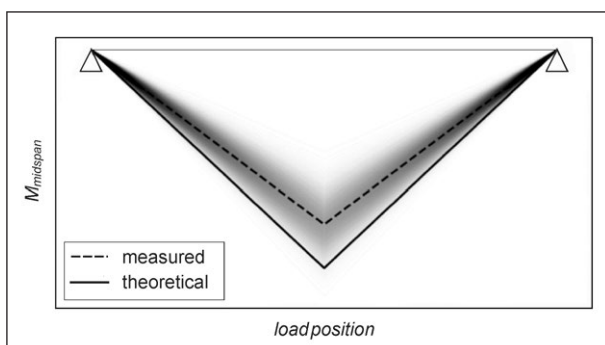


Bild 4-5: Angenommenes Beispiel einer theoretischen und gemessenen Einflusslinie inkl. deren Streuung

Bei der Verwendung von angepassten Modellen in der Neubewertung wird typischerweise nicht näher untersucht, wie sich die Werte der identifizierten Modelleigenschaften durch stärkere Belastungen (nahe dem Grenzzustand) ändern. Bei angepassten Steifigkeiten der Randbedingungen wird davon ausgegangen, dass sich diese linear verhalten. Inwieweit diese Annahme stimmt, ist nach dem Kenntnisstand der Autoren von diesem Bericht bisher noch nicht geklärt.

Neben der Anpassung der Eigenschaften vom Modell eines intakten Tragwerks wird die Modellanpassung auch zur Erkennung eines Schadens im Tragwerk verwendet. Wie die Bezeichnung Erkennung schon andeutet, wird die Schädigung nicht direkt gemessen, sondern aus Messungen der Tragwerksreaktion durch inverse Methoden indirekt identifiziert. Bei der Verwendung dieses Ansatzes für Zwecke der Zuverlässigkeitsbewertung ist die Streuung der Ergebnisse von der Schadenserkenkung entscheidend.

Durch Simulation einfacher hypothetischer Situationen, wie z. B. der Erkennung von Korrosion am einfach gelagerten Balken oder des Spannungsverlustes der Vorspannung, hat sich bestätigt, dass das Ergebnis der Modellanpassung durch die Sensitivität von messbaren Parametern auf den Schädigungsfortschritt geprägt ist. Bei zu geringer Sensitivität (im Vergleich zu anderen Einflüssen, die die Messparameteränderungen prägen) ist das Ergebnis der Schadenserkenkung mit großen Streuungen behaftet. Diese können zwar theoretisch in einer anschließenden voll-probabilistischen Bewertung berücksichtigt werden, führen jedoch zu unrealistisch niedrigen Zuverlässigkeitswerten.

Es wurde auch versucht, Methoden der Bayes'schen Anpassung (Kapitel 2.1.1) zu verwenden. Es hat sich jedoch gezeigt, dass dadurch das Pro-

Reduktion der Amplitude der Einflusslinie	Variationskoeffizient der Einflusslinie	Zuverlässigkeitsindex $\beta$
1,0	0 %	3,115
0,9	11 %	3,329
0,9	5,5 %	3,781
0,8	25 %	2,821
0,8	12,5 %	3,894
0,8	6,25 %	4,570

Tab. 4-1: Beispiel der Auswirkung reduzierter Einflusslinien auf den Zuverlässigkeitsindex

blem der großen Streuung im Falle niedriger Sensitivität des Indikators auf den Schaden nicht gelöst werden kann.

Deshalb empfehlen wir, eine Schadenserkenkung durch Modellanpassung nur dann zu verwenden, wenn die Sensitivität des messbaren Indikators auf den Schaden hoch ist. Besser ist jedoch, wenn die Schädigung direkt gemessen werden kann.

### 4.3 Unsicherheiten der gemessenen Indikatoren

Die Unsicherheit der erfassten Messwerte wurde unter anderem im Projekt TRIMM [43] behandelt. Die Abweichungen der erfassten Werte von den wahren Größen setzten sich aus Abweichungen in der gesamten Messkette zusammen, beginnend mit Genauigkeit der Installation und der Sensoreigenschaften bis zu elektrischen Störungen der analogen Signale und die Digitalisierung der Messsignale. Abgesehen von vermeidbaren Fehlern (z. B. ungenaue Position oder Ausrichtung der Sensoren) werden die Unsicherheiten hauptsächlich durch die Sensoreigenschaften dominiert. Diese beinhalten:

- Linearitätsfehler: Abweichung von der linearen Beziehung zwischen Messgröße und Messsignal,
- Hysteresefehler: begrenzte Wiederholbarkeit,
- Langzeitstabilität: schleichende Änderung vom Offset,
- Querempfindlichkeit: Sensor kann auf Änderungen in anderen Messrichtungen reagieren,
- Temperatureinfluss: Änderung der Sensoreigenschaften durch Temperatur und
- Frequenzgang: Änderung der Sensorreaktion bei unterschiedlichen Frequenzen.

Diese möglichen Fehlerquellen werden normalerweise von den Sensorherstellern im Sensordesign minimiert und ihre Größe wird im Datenblatt festgehalten. Typischerweise sind die Fehler jedoch als Maximalfehler bezogen auf den gesamten Messbereich (MB) aufgelistet, z. B. „Linearität:  $\pm 1\%$  MB“. Der Linearitätsfehler wird dabei als die maximale Abweichung vom Sollwert  $\Delta_{lin}$  im gesamten Messbereich (Bild 4-6) bestimmt. Bei einer Messung, die nur einen kleinen Teil des gesamten Messbereichs

nutzt, kann jedoch  $\Delta_{lin}$  relativ zu der erfassten Messwertänderung relativ groß sein. Da die erwarteten Verformungen von Brücken i. d. R. klein sind, wird oft der Fall eintreten, dass nur ein kleiner Teil des Messbereiches genutzt wird.

In [43] wurde deshalb vorgeschlagen, zur Fehlerabschätzung der Fehler  $\Delta_{lin}$  entsprechend dem tatsächlich genutzten Messbereich zu skalieren. Bei der Auswertung einer Messwertänderung  $x_{ti} - x_{t0}$ , die zwischen Zeitpunkten  $t_i$  und  $t_0$  gemessen wurde, wird demnach die Unsicherheit der Messwertänderung durch eine Standardabweichung gemäß Gl. 4-4 beschrieben. Die Konstante  $\frac{1}{2}$  in dieser Gleichung berücksichtigt den Umstand, dass sich  $\Delta_{lin}$  wahrscheinlich auf das Konfidenzintervall von ca. 5 – 95 %, oder  $\pm 2 \sigma$ , bezieht. Diese Konstante kann, falls genauere Informationen vorhanden sind, entsprechend angepasst werden.

Bild 4-7 zeigt schematisch den Hysteresefehler. Die Abschätzung der Unsicherheit durch Sensorhysteresis kann ähnlich wie im Falle der Linearität erfolgen (Gl. 4-5), wo jedoch anstatt der Messwertdifferenz die Differenz zwischen Maximum und Minimum, die zwischen Zeitpunkten  $t_i$  und  $t_0$  aufgetreten sind, eingesetzt wird. Die Hysteresis kann in den meisten Fällen vernachlässigt werden, weil  $\Delta_{hys}$  im Vergleich zu  $\Delta_{lin}$  typischerweise ca. eine Größenordnung kleiner ist.

$$\sigma_{lin} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta_{lin}}{MB} \cdot (x_{ti} - x_{t0}) \quad \text{Gl. 4-4}$$

$$\sigma_{hys} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta_{hys}}{MB} \cdot (\max(x_{[t_0..t_i]}) - \min(x_{[t_0..t_i]})) \quad \text{Gl. 4-5}$$

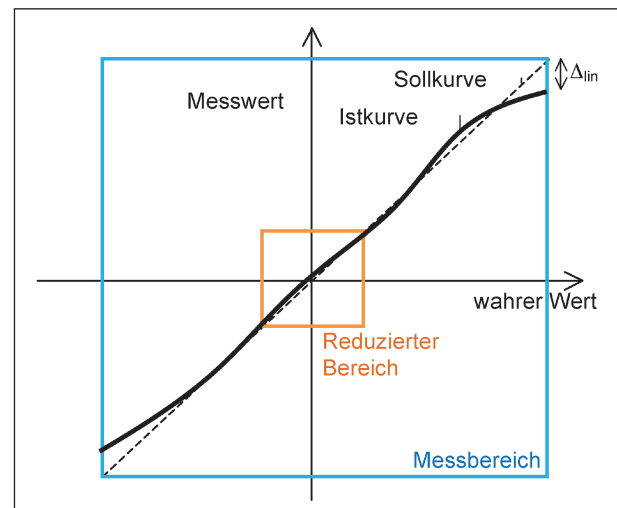


Bild 4-6: Darstellung vom Linearitätsfehler der Sensoren

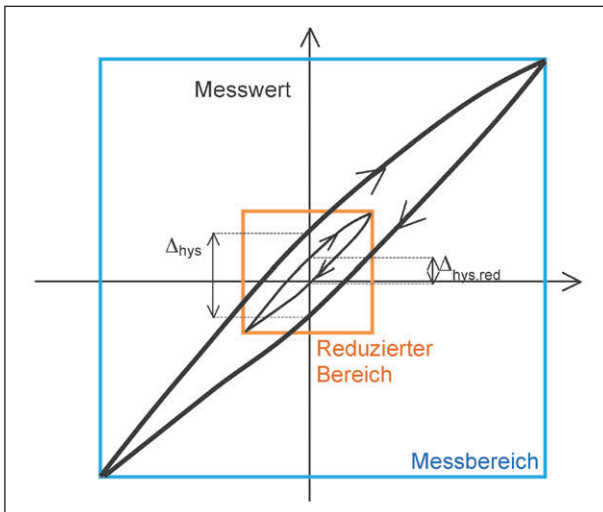


Bild 4-7: Schematische Darstellung vom Hysteresefehler

$$\sigma_{mess} = \sqrt{\sigma_{lin}^2 + \sigma_{hys}^2 + \dots} \quad \text{Gl. 4-6}$$

Die Standardabweichungen einzelner Fehlerquellen können dann unter Annahme, dass sie unabhängige probabilistische Variablen darstellen, kombiniert werden (Gl. 4-6).

Der maßgebende Parameter für die Unsicherheit der gemessenen Indikatoren ist i. d. R. die Unsicherheit der Temperaturkompensation (Kapitel 2.4.3). Ausgedrückt durch die Standardabweichung  $\sigma_{comp}$  wird diese mit der Unsicherheit der Messwertfassung kombiniert (Gl. 4-7). So ergibt sich der Indikator  $X$ .

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_{mess}^2 + \sigma_{comp}^2} \quad \text{Gl. 4-7}$$

## 5 Zuverlässigkeit der Überwachungsanlagen

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit Ausfällen und Fehlfunktionen der Hardwarekomponenten der Überwachungsanlagen. Ein Konzept zur Ermittlung der Zuverlässigkeit von Überwachungsanlagen wurde im Rahmen des FP6-Projektes „Sustainable Bridges“ [33] vorgestellt. Zum besseren Verständnis wird im Weiteren statt von Messsystemkomponenten von Sensoren gesprochen, obwohl die theoretische Grundlage nicht nur für Sensoren, sondern für alle Messsystemkomponenten gilt.

Die quantitative Beschreibung der Sensorausfälle wurde hier wie in Gl. 5-1 bis Gl. 5-4 definiert. Die

Zuverlässigkeit  $R(t)$  ist hier als die Wahrscheinlichkeit, dass der Sensor später als zum Zeitpunkt  $t$  versagt, definiert. Die Ausfallsdichte  $f(t)$  ist der Anteil der Sensoren, die innerhalb einer Zeiteinheit versagen werden, d. h. Anzahl der Neuausfälle durch Gesamtanzahl der Sensoren. Die Ausfallrate  $h(t)$  ist der Anteil der noch funktionierenden Sensoren, die innerhalb einer Zeiteinheit versagen werden, d. h. Anzahl der Neuausfälle durch Anzahl der noch funktionierenden Sensoren.

$$F(t) = P(t > t_f) \quad \text{Gl. 5-1}$$

$$R(t) = 1 - F(t) = P(t < t_f) \quad \text{Gl. 5-2}$$

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} = -\frac{dR(t)}{dt} \quad \text{Gl. 5-3}$$

$$h(t) = \frac{f(t)}{R(t)} \quad \text{Gl. 5-4}$$

Wobei

$t_f$  der Zeitpunkt vom tatsächlichen Ausfall des Sensors,

$F(t)$  die Unzuverlässigkeit des Sensors zum Zeitpunkt  $t$ ,

$R(t)$  die Zuverlässigkeit des Sensors zum Zeitpunkt  $t$ ,

$f(t)$  die Ausfallsdichte und

$h(t)$  die Ausfallrate ist.

Eine beispielhafte Darstellung dieser vier Größen ist in Bild 5-1, wobei im Diagramm links eine Gamma-Verteilung der Ausfallsdichte gewählt wurde und im Diagramm rechts eine konstante Ausfallrate.

Die Sensorausfälle sind durch eine Vielzahl zufälliger Faktoren bedingt (Produktionsfehler, äußere Einwirkung), daher eignet sich eine konstante Ausfallrate am besten für ihre quantitative Beschreibung. Die konstante Ausfallrate  $h(t) = \lambda$  führt zu exponentiellen Funktionen der Ausfallsdichte (Gl. 5-5) und Zuverlässigkeit (Gl. 5-6). In [33] wird auch die mittlere Dauer zum Ausfall ( $MTTF$  – Mean Time To Failure) als Maß der Zuverlässigkeit benutzt (Gl. 5-7). Weiterhin ist auch die Betriebsbereitschaft  $A$  als Verhältnis der mittleren Dauer zum Ausfall  $MTTF$  und der mittleren Dauer zwischen Ausfällen ( $MTTF + MTTR$ ) definiert (Gl. 5-8), wobei  $MTTR$  die mittlere Reparaturdauer (Mean Time To Repair) darstellt.

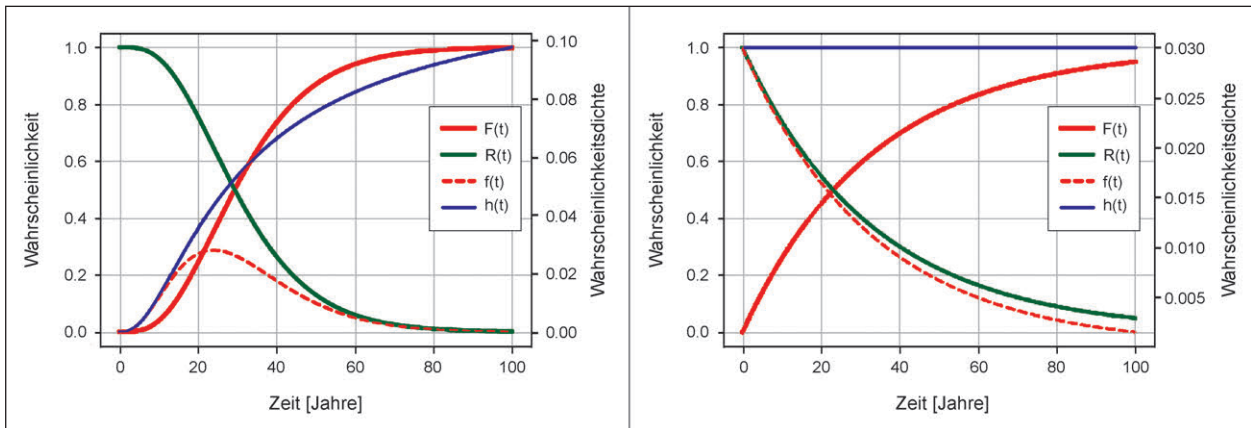


Bild 5-1: Zwei Beispiele von Zusammenhang zwischen der Ausfalldichte  $f(t)$ , der Ausfallrate  $h(t)$ , der Unzuverlässigkeit  $F(t)$  und der Zuverlässigkeit  $R(t)$

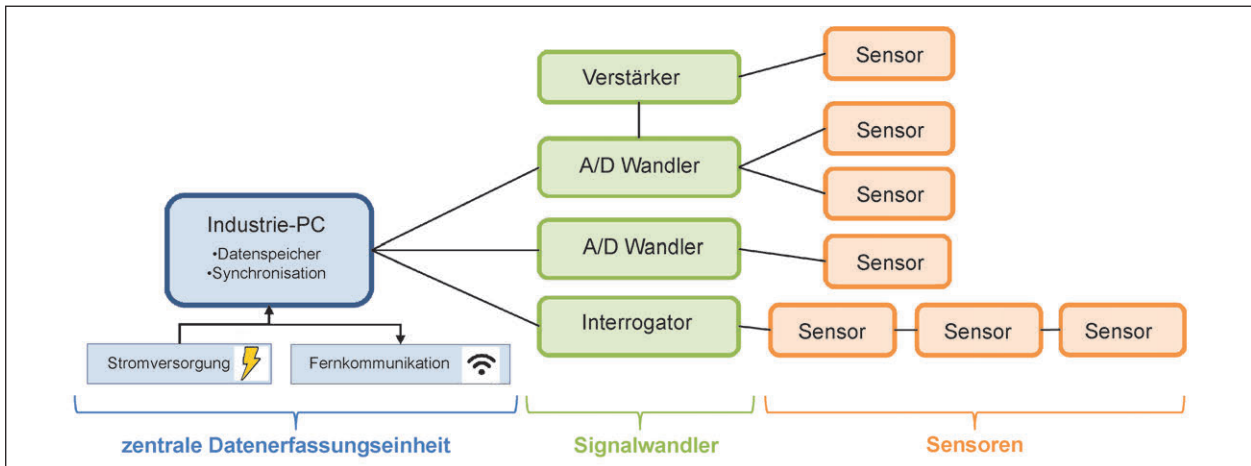


Bild 5-2: Schematische Darstellung der Komponenten in einem Dauerüberwachungs-Messsystem

$$f(t) = \lambda \cdot e^{-\lambda t}$$

Gl. 5-5 **5.1 Umfrage zur Erhebung der Zuverlässigkeit von Überwachungsanlagen**

$$R(t) = e^{-\lambda t}$$

Gl. 5-6

$$MTTF = \int_0^{\infty} R(t) dt = \int_0^{\infty} e^{-\lambda t} dt = \frac{1}{\lambda}$$

Gl. 5-7

$$A = \frac{MTTF}{MTTF + MTTR}$$

Gl. 5-8

Obwohl die Bewertung der Zuverlässigkeit von einem Messsystem als Konzept vorgestellt wurde, die konkreten Daten für Ausfallraten fehlten.

Im Weiteren wird die Erhebung der Ausfallraten durch eine Umfrage beschrieben. Weiterhin wird eine einfache Methode zur Abschätzung der Verlängerung von nötigen Messdauern vorgestellt. Dieser Wert wird später im Konzept der Versagenswahrscheinlichkeit verwendet.

Um wichtige Informationen zur Zuverlässigkeit von Überwachungsanlagen zu erhalten, welche in der Literatur nicht oder nur sehr begrenzt verfügbar sind, werden im Zuge dieses Projekts Umfragen durchgeführt. Hierbei werden zum einen Erfahrungswerte bezüglich der Zuverlässigkeit der einzelnen Komponenten einer Überwachungsanlage abgefragt, zum anderen sind auch Daten welche Genauigkeitsangaben für Sensoren betreffen von Interesse. Zu diesem Zweck wurde eine Umfrage an die Anbieter von Überwachungsdienstleistungen gerichtet.

**5.1.1 Gestaltung der Umfrage**

In der Umfrage wird nach den Erfahrungen über die Zuverlässigkeit einzelner Komponenten (siehe Bild 5-2) gefragt. Bei den Sensoren sind die jährliche



Ausfallrate und der Anteil von vorübergehend ungültigen oder fehlenden Signalen von Interesse. Diese werden separat für jeden Sensortyp (z. B. Wegaufnehmer, Beschleunigungssensor) abgefragt. Unter Ausfall wird hier der permanente Funktionsverlust verstanden. Wenn z. B. 20 Sensoren im Einsatz sind und innerhalb von 5 Jahren fallen 2 davon aus, dann ist die jährliche Ausfallrate =  $2/20/5 = 0,02 = 2\%$ . Weiterhin werden auch die Erfahrungen über Defektraten anderer Komponenten der Messkette (Signalwandler, Industrie-PC) abgefragt. Am Ende dieser Umfrage wird nach den Ursachen und dem Ausmaß von Datenverlusten wie auch der Dauer einer Reparatur gefragt. Die ganze Umfrage ist im Anhang, Kapitel A1 angeführt.

### 5.1.2 Umfrageergebnisse

Es werden Informationen zu folgenden Problemarten erfragt: temporäre Ausfälle der Anlage mit Unterbrechung der Datenerfassung; temporäre Ausfälle der Funkverbindung ohne Unterbrechung der Datenerfassung; teilweise fehlende Daten einzelner Sensoren; teilweise ungültige/nicht-plausible Daten; mangelhafte Datenqualität (z. B. starkes Rauschen, Störeinflüsse); problematische Interpretation der Daten. Das Hauptinteresse dieser Umfrage liegt in der Zuverlässigkeit der Anlagen.

Es wurde davon ausgegangen, dass nicht-funktionierende oder fehlerhafte Komponenten der Überwachungsanlage wieder repariert werden. Das bedeutet, dass es im Falle eines Ausfalls von Messkomponente(n) zu einer temporären Unterbrechung der Funktion der Überwachungsanlage kommt. Weiterhin wird angenommen, dass die Überwachungsanlage ungültige Daten selbst erkennen und

herausfiltern kann. Ungültige Daten können durch eine Funktionsstörung entstehen, wenn z. B. die Messgröße den Sensormessbereich überschreitet oder es zu Interferenzen bei der Übertragung analoger Signale kommt. Beim Auftreten von ungültigen Daten wird ebenfalls angenommen, dass dies eine temporäre Unterbrechung der Funktion der Überwachungsanlage zu Folge hat.

Bei der Auswertung der Fragebögen wurden die Angaben mit der Erfahrung der Anbieter gewichtet. Dazu wurde die angegebene Anzahl der in letzten 10 Jahren betriebenen Überwachungsanlagen verwendet.

Die Antworten der Überwachungsanbieter wurden in Form von Wertebereichen erhoben. Beispiel:

„Gemäß Ihrer Erfahrung, wie hoch ist die jährliche Defektrate der zentralen Datenerfassungseinheit?“

Antwortmöglichkeiten: <1 %; 1 bis 3 %; 3 bis 8 %; 8 bis 20 %; > 20 %.

Die erhobenen Wertebereiche wurden zunächst in Verteilungsfunktionen umgewandelt (Bild 5-3). Dazu wurden Beta-Verteilungen verwendet.

Um die Antworten verschiedener Umfrageteilnehmer zu kombinieren, wurde für jede abgegebene Antwort ein Datensatz durch Latin-Hypercube-Sampling erstellt. Dabei entsprechen die Werte dieses Datensatzes der jeweiligen Verteilung aus Bild 5-3, und die Größe des erstellten Datensatzes wurde proportional zu der Erfahrung des jeweiligen Anbieters (gemessen an der Anzahl der betriebenen Anlagen) gewählt. Somit wurden die abgegebenen Antworten mit der Anzahl der betriebenen Anlagen gewichtet. Der so erstellte Datensatz wurde für alle

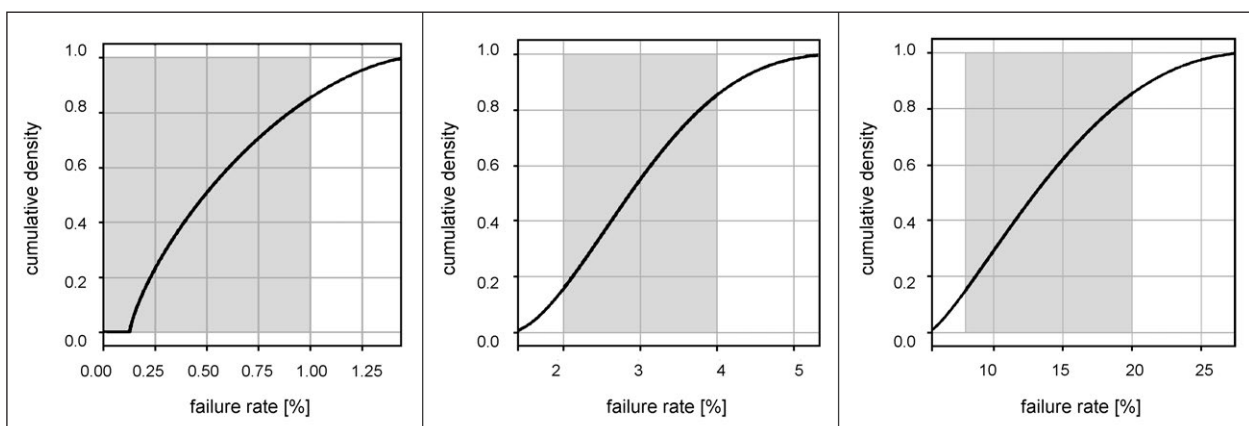


Bild 5-3: Beispiele der angenommenen Verteilungen von Ausfallraten für drei abgegebene Antworten; für geschätzte Ausfallrate von < 1 % (links); 2 bis 4 % (Mitte); 8 bis 20 % (rechts)

Umfrageteilnehmer kombiniert und eine entsprechende Gesamtverteilung wurde auf das Histogramm des kombinierten Datensatzes angepasst. So wurden Verteilungen für die Ausfallraten einzelner Sensortypen erstellt. Beispiele für drei ausgewählte Sensortypen sind in Bild 5-4 dargestellt. Die in der Umfrage inkludierten Sensortypen umfassen Beschleunigungssensoren, Geophone, Neigungssensoren, induktive Wegaufnehmer, Laserdistanzsensoren, Schlauchwagenysteme zur Durchbiegungsmessung, geklebte DMS, verschraubte/geschweißte DMS, optische Dehnungssensoren, Schwingsaiten-Dehnungssensoren, Temperatursensoren und Erddrucksensoren.

Analog zu der Auswertung der Ausfallraten wurden die Erfahrungen mit der Unzuverlässigkeit einzelner Sensortypen ausgewertet. Die Unzuverlässigkeit gibt den Anteil der Daten an, die zwar erfasst wurden, die aber ungültig sind. In Bild 5-5 ist die ausgewertete Unzuverlässigkeit beispielhaft für drei Sen-

sorentypen dargestellt. Hier ist ersichtlich, dass erfahrungsgemäß die geklebten Dehnmessstreifen eine deutlich höhere Unzuverlässigkeit als verschraubte DMS aufweisen.

Die Zuverlässigkeit der Anlage hängt auch von anderen Komponenten der Messkette ab, wie z. B. von den Signalwandlern, die die Messsignale digitalisieren, und der zentralen Datenerfassungseinheit (Industrie-PC), die die Daten sammelt und überträgt. An einen Signalwandler sind typischerweise mehrere Sensoren angeschlossen, deshalb gehen beim Defekt eines Signalwandlers auch die Daten mehrerer Sensoren verloren. Bild 5-6 zeigt die ausgewerteten Verteilungen der Erfahrungswerte zu diesen Defekten.

Für die Ermittlung der Dauer von temporärer Unterbrechung der Funktion der Überwachungsanlage ist unter anderem auch die Reparaturdauer entscheidend. Die Reparatur hängt stark von der Art des Defektes ab, und der Verfügbarkeit der benötig-

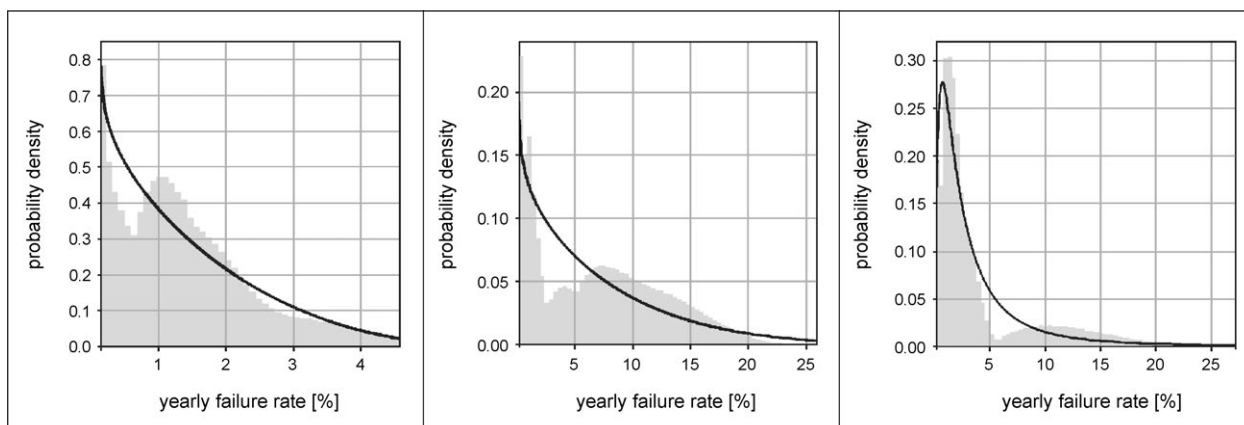


Bild 5-4: Ausgewertete Verteilungen für Ausfallraten von Beschleunigungssensoren (links), geklebten Dehnmessstreifen (Mitte), und Schwingsaiten-Dehnungssensoren (rechts)

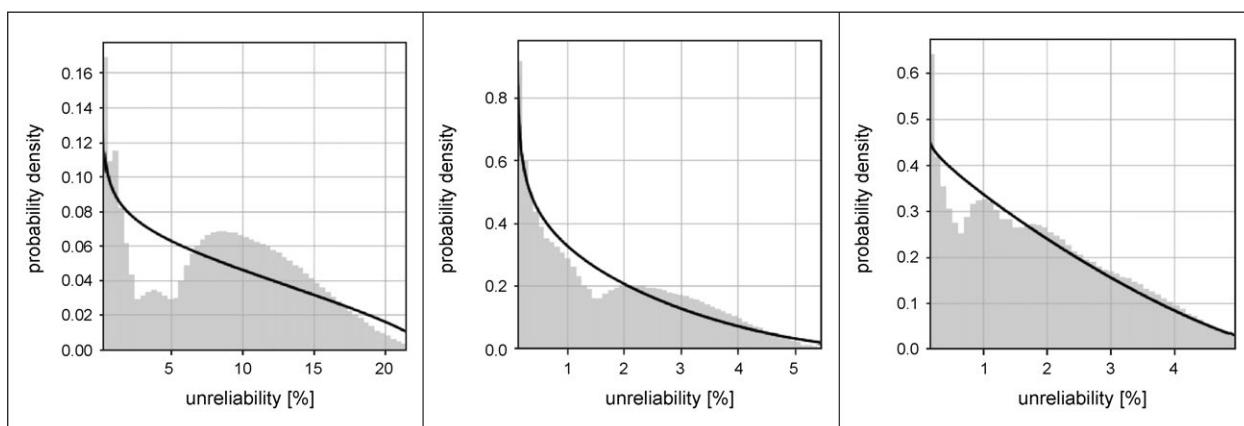


Bild 5-5: Ausgewertete Verteilungen für Unzuverlässigkeit von geklebten Dehnmessstreifen (links), verschraubten Dehnmessstreifen (Mitte), und Neigungssensoren (rechts)

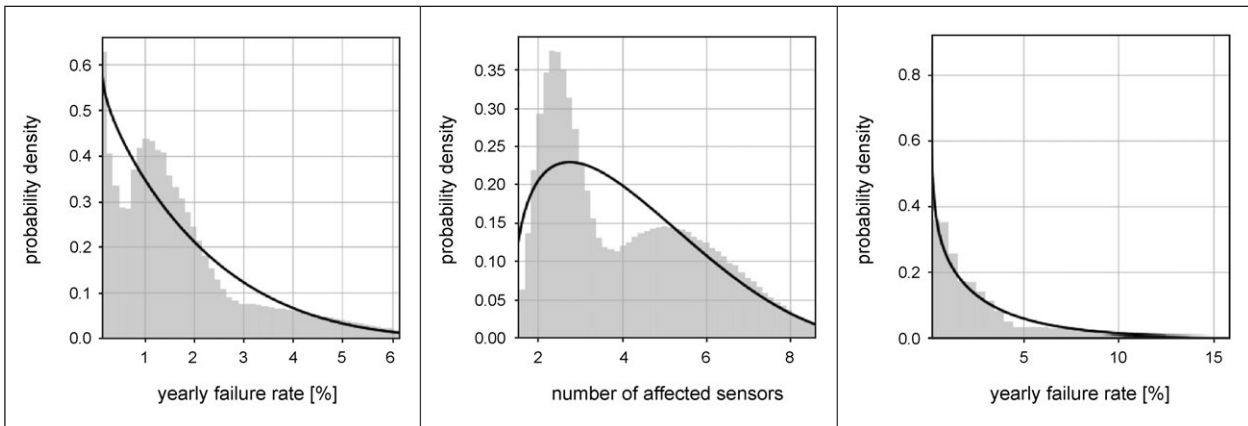


Bild 5-6: Ausgewertete Verteilungen für Ausfallrate von Signalwandlern (links), die durchschnittliche Anzahl der davon betroffenen Sensoren (Mitte) und Ausfallrate der zentralen Datenerfassungseinheit (rechts)

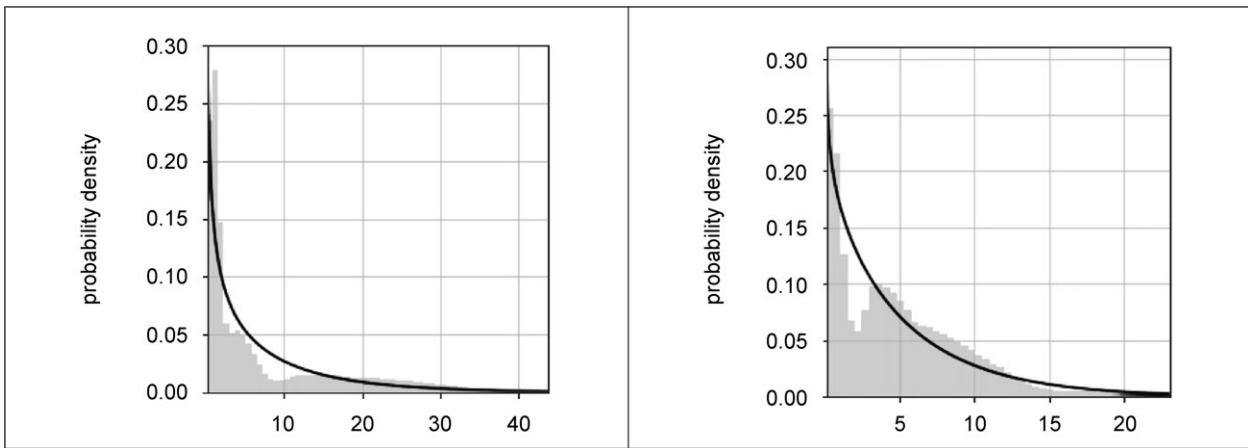


Bild 5-7: Ausgewertete Verteilungen für durchschnittliche Reparaturdauer (links), und Gesamtanteil der fehlenden Daten (rechts)

ten Ersatzteile. Dementsprechend ergibt sich in der ausgewerteten Verteilung (Bild 5-7 links) eine relativ breite Streuung. In der Umfrage wurde die durchschnittliche Reparaturdauer erhoben, die alle Defekte zusammen erfasst.

Zuletzt haben die Umfrageteilnehmer auch den Gesamtanteil der fehlenden Daten geschätzt (Bild 5-7 rechts), die sich aus verschiedenen Ursachen ergeben (Hardwaredefekte, ungültige Signale, Vandalismus, usw.).

Eine Zusammenfassung aller ermittelten Verteilungen ist in der Tabelle 5-1 aufgelistet.

Die Verteilungen in der Tabelle 5-1 sind durch die Parameter a, b, c, d gegeben. Deren Dichtefunktionen sind in den folgenden Gleichungen definiert.

Beta:

$$pdf(x) = \frac{\Gamma(a+b) \cdot y^{a-1} \cdot (1-y)^{b-1}}{\Gamma(a) \cdot \Gamma(b)} \cdot \frac{1}{y^{a-1} \cdot e^{-y}} \cdot \frac{1}{x-b}, \text{ mit } y = \frac{x-c}{d} \quad \text{Gl. 5-9}$$

Gamma:

$$pdf(x) = \frac{\Gamma(a) \cdot \Gamma(b)}{\Gamma(a) \cdot \Gamma(b)} \cdot \frac{y^{a-1} \cdot e^{-y}}{\Gamma(a)}, \text{ mit } y = \frac{x-b}{c} \quad \text{Gl. 5-10}$$

Lognorm:

$$pdf(x) = \frac{1}{a \cdot y \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-0,5 \cdot \left(\frac{\ln(y)}{a}\right)^2}, \text{ mit } y = \frac{x-b}{c} \quad \text{Gl. 5-11}$$

Wie aus den Verteilungen ersichtlich ist, sind die Streuungen relativ groß, aufgrund der unterschiedlichen Erfahrungswerte, die von den Umfrageteilnehmern abgegeben wurden. Deshalb sind diese Werte als eine grobe Näherung zu verstehen, die in Abwesenheit genauerer Daten genutzt werden kann. Falls genauere oder anlagenspezifischere Angaben vorhanden sind, sind diese vorzuziehen.

	Sensor	Verteilung	a	b	c	d	n	m
Jährliche Ausfallrate [%]	Beschleunigungsaufn.	Beta	0,972	6,051	0,132	9,051	13	190
	DMS geklebt	Beta	0,823	2,784	0,132	26,2	14	199
	DMS verschraubt	Beta	1,005	2,028	0,132	2,76	3	78
	Erddrucksensor	Gamma	2,256	0,65	0,437		3	78
	Geophon	Beta	0,908	3,147	0,132	3,061	8	170
	Induktive Wegaufn.	Beta	0,611	5,543	0,132	19,362	15	234
	Laserdistanzens.	Beta	1,026	6,65e7	0,132	5,74e7	10	161
	Neigungssensoren	Gamma	0,714	0,132	1,732		9	158
	Optische Fasern	Lognorm	1,538	0,123	0,512		7	103
	Schlauchwagensys.	Lognorm	1,403	0,114	0,63		6	136
	Schwingsaiten	Lognorm	1,12	0,003	2,101		7	116
	Temperatursensor	Beta	1,643	2,455	0,069	2,828	14	231
	Industrie-PC	Gamma	0,746	0,132	4,414		15	234
	Signalwandler	Beta	1,02	26,915	0,132	50,486	15	234
	Kommunikation	Beta	1,329	50,366	0,129	198,012	17	244
Unzuverlässigkeit [%]	Beschleunigungsaufn.	Beta	0,968	8,195	0,132	11,341	13	191
	DMS geklebt	Beta	0,842	2,168	0,132	25,806	14	199
	DMS verschraubt	Beta	0,825	2,778	0,132	6,789	3	78
	Erddrucksensor	Gamma	1,621	0,666	1,191		3	78
	Geophon	Beta	1,069	3,276	0,132	5,911	8	170
	Induktive Wegaufn.	Gamma	0,711	0,132	2,558		15	234
	Laserdistanzens.	Beta	0,783	5,489	0,132	18,692	10	161
	Neigungssensor	Beta	0,981	2,386	0,132	5,663	9	158
	Optische Faser	Beta	1,372	7,554	0,117	6,24	7	103
	Schlauchwagensens.	Beta	0,724	2,794	0,132	24,025	6	136
	Schwingsaiten	Beta	0,616	1,868	0,132	22,723	7	116
	Temperatursensor	Beta	1,199	2,106	0,127	2,766	14	231
	Signalwandler: Anzahl der Sensoren	Beta	1,397	3,311	1,402	9,098	10	138
Dauer der Reparatur [Tage]	Beta	0,428	1,332	0,132	42,711	14	199	
Legende								
a, b, c, d Verteilungsparameter								
n Anzahl der gültigen Antworten								
m geschätzte Gesamtsumme der Anlagen, die durch Anwender mit gültigen Antworten betreiben wurden								

Tab. 5-1: Probabilistische Verteilungen für Hardwaredefekte ermittelt aus den Umfrageergebnissen

## 5.2 Verfügbarkeit der Indikatoren

Die Überwachungsanlage besteht aus einer Kette von Hardwarekomponenten, die parallel oder seriell geschaltet sind. Die kombinierte jährliche Ausfallrate der gesamten Kette ergibt sich aus der Wahrscheinlichkeit, dass keine der Komponenten ausfällt. Wenn die Messkette  $n$  seriell geschaltete Hardwarekomponenten mit Ausfallraten  $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$  aufweist, dann ergibt sich die kombinierte Ausfallrate:

$$\begin{aligned}\lambda_{comb} &= 1 - p_{ok} = 1 - p_{ok,1} \cdot p_{ok,2} \cdot \dots \cdot p_{ok,n} \\ &= 1 - \prod_1^n (1 - \lambda_i)\end{aligned}\quad \text{Gl. 5-12}$$

Diese Formel ist analog zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit von Ereignissen, die mit dem Operator „oder“ verbunden sind. Dabei ist die Wahrscheinlichkeit, dass Komponente  $i$  innerhalb eines Jahres nicht ausfällt  $p_{ok,i} = 1 - \lambda_i$ .

Aus einer Überwachungsanlage können mehrere Indikatoren des Tragwerkszustands bestimmt werden (siehe Kapitel 2.2.2). Die Ausfallrate des Indikators ergibt sich aus der Kette der Hardwarekomponenten, die für dessen Bestimmung nötig sind. Hier wird angenommen, dass der Ausfall jeder Komponente die Bestimmung des Indikators verhindert. Deshalb können diese Komponenten als seriell geschaltet betrachtet werden. Bild 5-8 links zeigt ein Beispiel für den Indikator der Durchbiegung in Feldmitte. Obwohl mehrere Komponenten eingebaut sind, werden für die Durchbiegung nur der Industrie-PC (mit  $\lambda_1$ ), ein Signalwandler (mit  $\lambda_2$ ), und ein Sensor (mit  $\lambda_3$ ) benötigt. In Bild 5-8 rechts ist ein beispielhaftes Schema der Komponenten zur Bestimmung von Trägerverteilungsfaktoren gezeigt. In diesem Fall werden ein Industrie-PC ( $\lambda_1$ ), zwei Signalwandler ( $\lambda_2, \lambda_3$ ) und vier Sensoren ( $\lambda_4 \dots \lambda_7$ ) gebraucht, deren Ausfallraten in der Ausfallrate des Indikators kombiniert werden.

Zusätzlich zum Ausfall der Hardwarekomponenten können auch ungültige Daten vorkommen. Deren Vorkommen wurde ebenfalls durch die Umfrage abgefragt, und ist dort als Unzuverlässigkeit der Sensoren bezeichnet. Die Ursachen für ungültige Daten können unterschiedlich sein (Rauschen, Überschreitung vom Messbereich) und haben grundsätzlich mehr mit der richtigen Verwendung der Sensoren zu tun als mit deren Fehlfunktion. In der Datenverarbeitung muss ein Algorithmus implementiert sein, der ungültige Daten erkennen und herausfiltern kann. Im Folgenden wird angenommen, dass dieser Plausibilitätsalgorithmus in der Datenverarbeitung ist.

Für die Bestimmung der Indikatoren sind ungültige Daten gleichzusetzen mit fehlenden Daten. Deshalb werden die Ausfallraten und die Unzuverlässigkeit pro Sensor kombiniert (Gl. 5-13), bevor die kombinierte Ausfallrate der Indikatoren berechnet wird.

$$\lambda = 1 - (1 - \lambda_{Ausfall}) \cdot (1 - \lambda_{ungültig}) \quad \text{Gl. 5-13}$$

## 5.3 Verlängerung der nötigen Messdauer

Zur Bestimmung der Zustandsindikatoren werden Daten von einer gewissen Messdauer benötigt. Falls es zum Ausfall der Komponenten kommt, ist der Datenfluss unterbrochen. Es wird angenommen, dass der Ausfall innerhalb einer angemessenen Zeit (siehe Dauer der Reparatur in Tabelle 5-1) beseitigt wird. Die Dauer, bis wieder ausreichend Daten zur Indikatorbildung vorhanden sind, verlängert sich um die Reparaturdauer.

Um die Anlagenausfälle in der Bewertung der operativen Zuverlässigkeit berücksichtigen zu können,

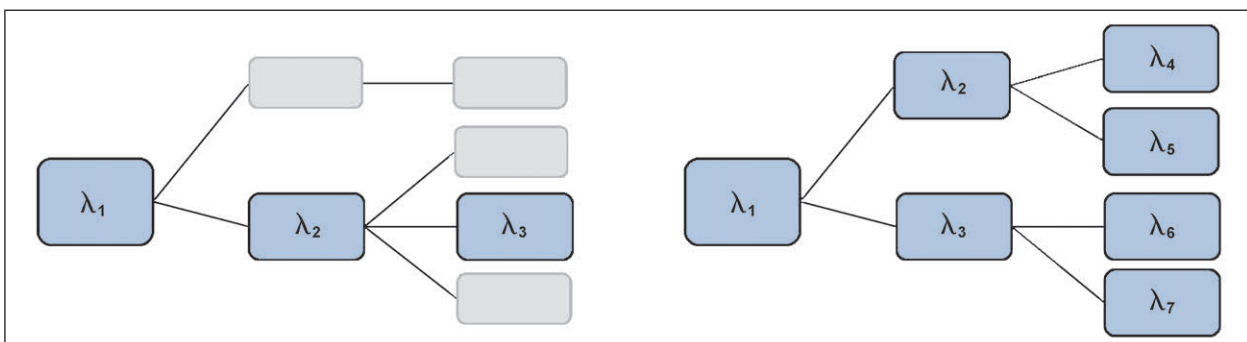


Bild 5-8: Beispiel der nötigen Hardware-Komponenten zur Bestimmung der Durchbiegung in Feldmitte (links) und der Trägerverteilungsfaktoren (rechts)

muss die nötige Messdauer zur Indikatorbildung zu einem beliebigen Zeitpunkt abgeschätzt werden. Falls die Anlage planmäßig funktioniert, wird die Messdauer  $t_m$  benötigt. Zum Zeitpunkt des Auftretens einer Störung ( $\tau_s$ ) verlängert sich die Messdauer um  $\Delta t_{m(\tau=\tau_s)} = t_{Rep}$ , wo  $t_{Rep}$  die Reparaturdauer ist. In der Zeit zwischen dem Auftreten und dem Beheben der Störung sinkt die nötige Messdauer:  $\Delta t_{m(\tau_s < \tau < \tau_s + t_{Rep})} = t_{Rep} - (\tau - \tau_s)$ , da der Zeitpunkt der Störungsbehebung näherkommt. In dieser Zeit ( $\tau_s < \tau < \tau_s + t_{Rep}$ ) kann man daher  $\Delta t_m$  als eine gleichverteilte Variable mit den Grenzen 0 und  $t_{Rep}$  betrachten. Außerhalb der Reparaturzeit ist  $\Delta t_m = 0$ . Daher ergibt sich für bekannte deterministische Werte von  $t_{Rep}$  und  $\lambda$  eine Verteilung von  $\Delta t_m$  wie in Bild 5-9 dargestellt.

Da sowohl die Ausfallraten wie auch die Reparaturdauer als probabilistische Variable gehandhabt werden, und die kombinierte Ausfallrate aus mehreren unterschiedlichen probabilistischen Variablen für Ausfallraten einzelner Komponenten zusammengesetzt sind, wird die Verteilung von  $\Delta t_m$  nume-

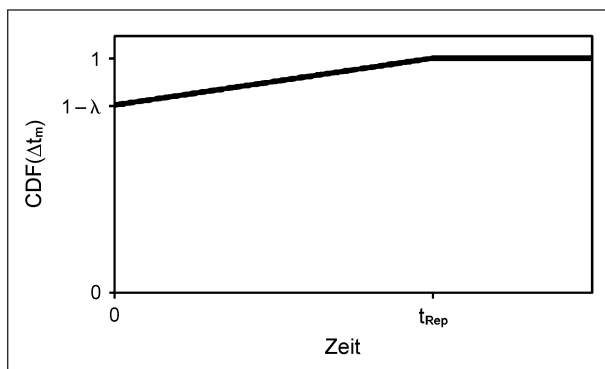


Bild 5-9: Kumulative Dichtefunktion der Messdauerverlängerung ( $\Delta t_m$ ) bei deterministischen Werten  $t_{Rep}$  und  $\lambda$

risch ermittelt. Hierbei werden die einfließenden probabilistischen Variablen gesampelt und die Verteilungen von  $\Delta t_m$  für einzelne Samples werden gemittelt.

In Bild 5-10 sind zwei Beispiele dieser Auswertung dargestellt. In diesen Beispielen wurden Verteilung gemäß Tabelle 5-1 verwendet. In dem Bild links ist  $CDF(\Delta t_m)$  für den Indikator Brückendurchbiegung dargestellt, wobei sich in der Messkette ein induktiver Aufnehmer, ein Signalwandler und ein Industrie-PC befinden. Rechts ist  $CDF(\Delta t_m)$  für den Indikator Trägerverteilungsfaktoren dargestellt, wobei sich hier in der Messkette 4 optische Fasersensoren, ein Signalwandler und ein Industrie-PC befinden.

Es ist verständlich, dass bei mehreren Komponenten in der Messkette die Ausfallwahrscheinlichkeit steigt und die  $CDF(\Delta t_m)$ -Kurve niedrigere Werte aufweist.

## 6 Quantifizierung des Zuverlässigkeitsgewinns

In Zuge der Brückeninspektionen werden vorhandene Schäden am Tragwerk dokumentiert und die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks in der nächsten Prüfperiode werden durch erfahrene Brückenprüfer bewertet. Zwischen zwei Inspektionszeitpunkten  $t_{i1}$ ,  $t_{i2}$  kann es zur Weiterentwicklung vorhandener Schäden kommen. Im Falle einer schnellen Schadensentwicklung oder langem Zeitabstand zwischen den Inspektionen könnte sich theoretisch zwischen  $t_{i1}$  und  $t_{i2}$  ein zuvor nicht erkennbarer Schaden zu einem gravierenden Scha-

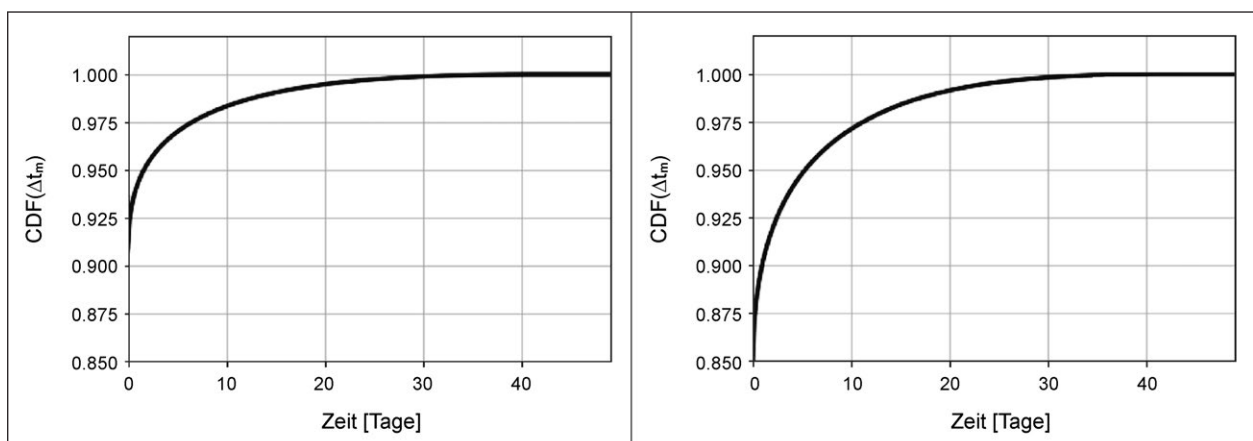


Bild 5-10: Verteilungsfunktion der Messdauerverlängerung ( $\Delta t_m$ ) für zwei Indikatoren

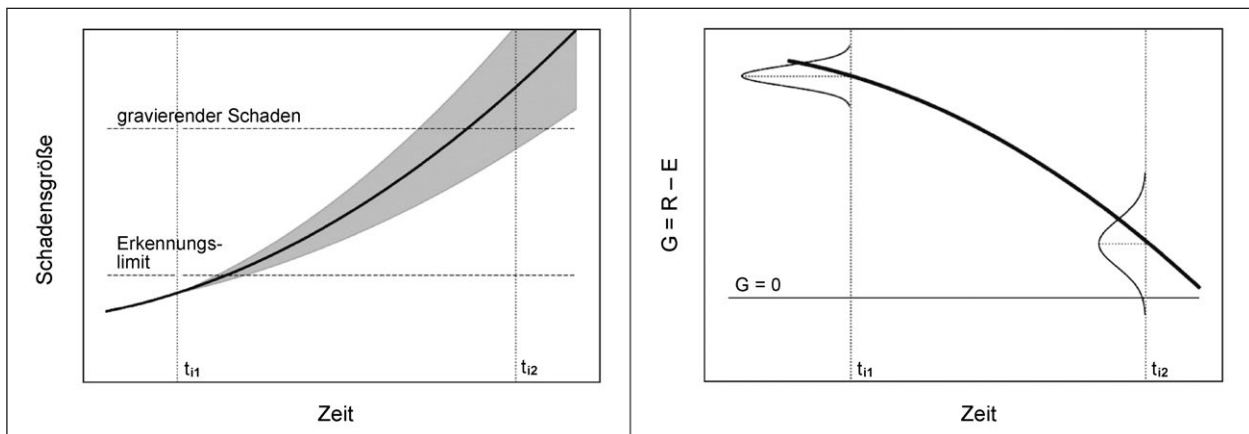


Bild 6-1: Schema einer Schadensentwicklung und der relevanten Grenzzustandsfunktion

den entwickeln (Bild 6-1 links). Dadurch reduziert sich die Differenz zwischen Widerstand- und Einwirkungsgrößen, bei gleichzeitigem Anstieg der Streuung durch die Unsicherheit der Schadensgröße (Bild 6-1 rechts), d. h. ein Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit findet statt.

Zur Risikoreduktion kann eine Dauerüberwachung des Tragwerks vorgenommen werden. Dabei ergibt sich die Risikoreduktion dadurch, dass Informationen über den Tragwerkszustand in wesentlich kürzeren Abständen verfügbar sind. Hier wird vorausgesetzt, dass bei der Erkennung von gravierenden Schäden entsprechende Maßnahmen eingeleitet werden. Diese können z. B. das Erzwingen einer Verkehrslastreduktion oder die Einleitung einer Sanierung sein. Durch diesen Mechanismus ergibt sich ein Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit, den es zu quantifizieren gilt. Wie in [54] und Kapitel 2.3.4 erklärt, spielt dabei die Versagenswahrscheinlichkeit der Überwachungsmaßnahme  $P_{UV}$  eine Schlüsselrolle (siehe Gl. 2-27).

Das Versagen der Überwachungsmaßnahme tritt dann ein, wenn ein gravierender Schaden durch die Überwachung nicht rechtzeitig erkannt wird, sodass es trotz Überwachung zum unerwarteten Versagen kommt. Der JCSS Probabilistic Model Code [20] schlägt eine Möglichkeit des Einbezuges von Inspektionsdaten in probabilistischer Tragwerksbewertung vor. Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f(t)$  wird hier als Wahrscheinlichkeit, dass im Zeitraum  $0 < \tau < t$  zum Versagen kommt (d. h.  $\min_{\tau} g(\tau) < 0$ ) bei gleichzeitigem positivem Ergebnis der Inspektion ( $Z_i > 0$ ) zum Zeitpunkt  $t_i$ , definiert. Bei einer Schwellwertüberwachung entspricht ein positives Inspektionsergebnis der Unterschreitung des Schwellwertes ( $X_m < X_{lim}$ ). Der Schwellwert  $X_{lim}$  ist hier ein Wert, bei dem eine entsprechende Maß-

nahme (Lastbeschränkung, Tragwerkssanierung) angestoßen wird. Der Zeitpunkt  $\tau_m$  entspricht dem letzten Datensatz aus der Überwachung ( $X_m$ ).

Es wird zwischen zwei grundsätzlichen Versagensarten der Überwachung unterschieden:

- a) Ein gravierender Schaden wird trotz planmäßig funktionierender Messanlage und nach der Durchführung planmäßiger Analysen nicht erkannt.
- b) Ein gravierender Schaden tritt auf und bevor die entsprechenden Messdaten ausgewertet und risikoreduzierende Maßnahmen umgesetzt werden können, kommt es zum Tragwerksversagen. Neben der normalen Dauer der Auswertung von Messdaten kann die Dauer durch Fehlfunktion der Messanlage wesentlich verlängert sein.

In der Praxis besteht eine Zeitverzögerung zwischen dem Auftreten eines detektierbaren gravierenden Schadens und der Einleitung entsprechender Maßnahmen. Diese Zeitverzögerung ergibt sich durch den zeitlichen Abstand zwischen dem Schadensauftritt und dessen Erkennung, sowie durch den zeitlichen Abstand zwischen Schadenserkenntnis und Einleitung der Maßnahmen. Dies ist in Bild 6-2 dargestellt. Hier ist neben den Messwerten (schwarz) auch der Verlauf des messwertbasierten Indikators (blau) skizziert. Dieser resultiert aus der Verarbeitung der Messdaten (z. B. Mustererkennung, laufender Mittelwert, usw.). Aufgrund der Datenmenge, die zur Berechnung des Indikators nötig ist, reagiert der Indikator auf den Schadensauftritt grundsätzlich zeitverzögert. Nach der Überschreitung der Warnschwelle folgt in relativ kurzem Abstand, der z. B. für eine Plausibilitätskontrolle genutzt werden kann, die Aussendung der Warnmel-

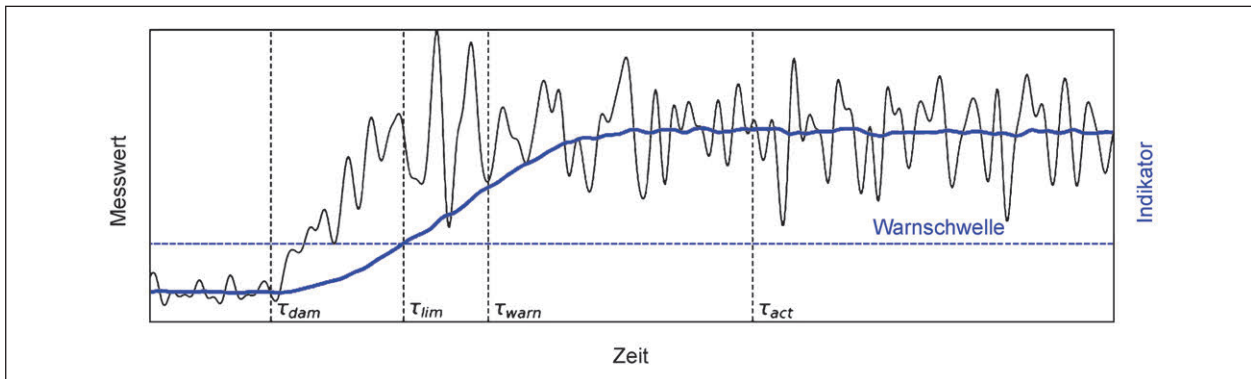


Bild 6-2: Schema der Messwert- und Indikatorentwicklung im Schadensfall

dung. Danach ist noch die Zeit für die Umsetzung einer risikoreduzierenden Maßnahme einzuplanen. Die Bezeichnungen in Bild 6-2 bedeuten:

- $\tau_{dam}$  Zeitpunkt des Auftretens von gravierendem Schaden
- $\tau_{lim}$  Zeitpunkt der Überschreitung der Warnschwelle vom Indikator
- $\tau_{warn}$  Zeitpunkt des Aussendens einer Warnmeldung
- $\tau_{act}$  Zeitpunkt der Umsetzung der risikoreduzierenden Maßnahme

Die gesamte Dauer der Reaktionsphase ist dann  $t_p = \tau_{act} - \tau_{dam}$ .

Die Versagenswahrscheinlichkeit der überwachten Tragwerke ( $P_{f,\ddot{U}}$ ) hängt von der Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenntungsphase ( $P_{f,ID}$ ) und der Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase ( $P_{f,Re}$ ) ab. Diese zwei Versagensmöglichkeiten sind nicht unabhängig, deshalb stellt der Ausdruck in Gl. 6-1 (der für zwei unabhängige Ereignisse gilt) die Obergrenze dar. Diese Formel drückt aus, dass die Versagen in der Schadenserkenntungsphase und der Reaktionsphase mit dem Operator „oder“ verbunden sind.

$P_{f,ID}$  ist durch die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks, sowie durch die Erkennbarkeit eines gravierenden Schadens bei einer planmäßig funktionierenden Überwachungsanlage bestimmt, wobei ausreichend Zeit zur Datenanalyse eingerechnet wird. Zur Vereinfachung wird weiter angenommen, dass die Grenzzustandsfunktion  $g(\tau)$  eine monoton sinkende Funktion ist, d. h.  $\min_{0 < \tau < \tau_m} g(\tau) = g(\tau_m)$ .

$$P_{f,\ddot{U}} \leq 1 - (1 - P_{f,ID})(1 - P_{f,Re}) \quad \text{Gl. 6-1}$$

$$\begin{aligned} P_{f,ID} &= P[\min_{0 < \tau < \tau_m} g(\tau) < 0 \cap Z_i > 0] \\ &= P[g(\tau_m) < 0 \cap X_m < X_{lim}] \end{aligned} \quad \text{Gl. 6-2}$$

$$\begin{aligned} P_{f,Re} &= P[\min_{\tau_m < \tau < \tau_m + t_p} g(\tau) < 0 \mid X_m(\tau_m) \\ &\geq X_{lim}] \end{aligned} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Im Weiteren werden  $P_{f,ID}$  und  $P_{f,Re}$  separat betrachtet. Kapitel 6.1 beschäftigt sich mit der Schadenserkenntungsphase ( $P_{f,ID}$ ), während im Kapitel 6.2 die Reaktionsphase ( $P_{f,Re}$ ) erläutert wird.

## 6.1 Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenntungsphase

Im diesem Kapitel wird auf die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenntungsphase ( $P_{f,ID}$ ) eingegangen und ein neuer Ansatz zur dessen Bestimmung vorgeschlagen.

Zunächst wird davon ausgegangen, dass sich das Brückentragwerk im intakten Zustand befindet, und dass die ständigen Lasten und die Randbedingungen den Berechnungsannahmen (innerhalb der normalen Abweichungen) entsprechen. In diesem Fall kann man als Schädigungsmechanismus die Verkehrslast annehmen.

Die in [44] und [54] bereits erwähnten Ansätze gehen von einer linearen Beziehung zwischen inneren Kräften und der Tragwerksverformung aus (siehe auch Gl. 2-25 und Gl. 2-26), die am Modell eines intakten Tragwerks ermittelt wird. Dabei wird ein Lastmodell verwendet (z. B. LM1 gemäß EN 1991-2), welches an der ungünstigsten Position angebracht wird, d. h. der stochastische Charakter der Position von Verkehrslasten wird vernachlässigt. Dieser Ansatz kann durch den Einbezug von nichtlinearen



Materialmodellen erweitert werden. Die Beziehung der Verkehrslast ( $Q$ ) zur verkehrsbedingten Durchbiegung in Feldmitte ( $w_q$ ) ist in Bild 6-3 schematisch dargestellt. Die Durchbiegung bei maximaler Last ( $w_{Q_{max}}$ ) wird im Weiteren als der Punkt, wo der Grenzzustand erreicht wurde, betrachtet. Eine weitere Laststeigerung ist ab diesem Punkt nicht mehr möglich. Die maximal erreichbare Verkehrslast ist  $Q_{max}$ . Die Unsicherheiten des Modells ( Materialeigenschaften, Modellunsicherheiten, usw.) bewirken, dass  $w_{Q_{max}}$  und  $Q_{max}$  probabilistische Variablen ist. Die genaue Bestimmung der Verteilungen von  $w_{Q_{max}}$  und  $Q_{max}$  ist durch eine probabilistische Analyse möglich. Dadurch, dass hier nichtlineare Berechnungen erforderlich sind, würde es in Kombination mit probabilistischer Analyse zu relativ lange Berechnungszeiten führen.

Die linearen Ansätze nehmen an, dass sich beim Auftreten einer bleibenden Verformung des Tragwerks  $\Delta w$  die aufnehmbare Verkehrslast  $Q_{max}$  um  $\Delta Q$  reduziert, wobei diese Reduktion aus der linearen Beziehung der beiden Größen bestimmt wird (Bild 6-4). Dies ist effektiv gleichgestellt mit der Annahme, dass die Ursache der gemessenen Verformungsänderung  $\Delta w$  die Erhöhung der ständigen Lasten um  $\Delta Q$  ist. Diese Annahme ist i. d. R. konservativ.

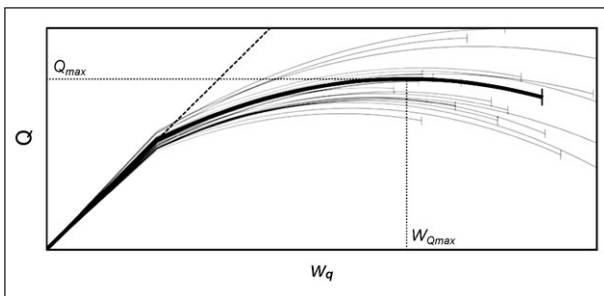


Bild 6-3: Schema der Beziehung Verkehrslast-Durchbiegung

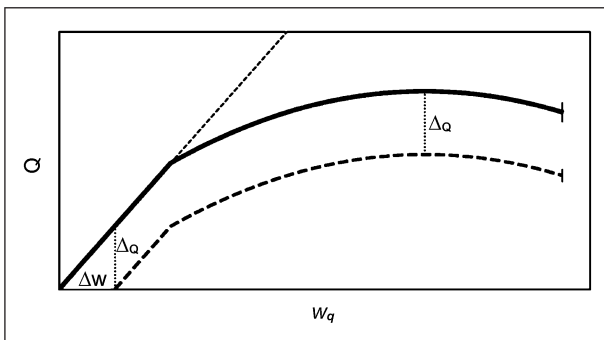


Bild 6-4: Schema der Reduktion der aufnehmbaren Verkehrslast beim Auftreten einer bleibenden Verformung und linearem Ansatz der Beziehung zwischen inneren Kräften und Verformung

Im Weiteren wird angenommen, dass die Tragwerksschädigung durch die Verkehrslasten hervorgerufen wird, und anschließend wird das Konzept durch Abschätzung der Degradation erweitert.

### 6.1.1 Schädigung durch Verkehrslasten

Die hier vorgeschlagene Herangehensweise geht davon aus, dass sich eine Schädigung durch Verkehrslasten auf die messtechnisch ermittelten Indikatoren auswirkt. Weiterhin wird angenommen, dass eine probabilistische Verteilung für Verkehrslasten definiert ist, wie z. B. durch eine Gumbel-Verteilung. Durch diese Verteilung lässt sich die Überschreitungswahrscheinlichkeit einzelner Lastniveaus im Bezugszeitraum ermitteln. Höhere Lastniveaus haben dabei kleinere Überschreitungswahrscheinlichkeiten (siehe auch Kapitel 4.1 und Bild 4-1).

Es wird angenommen, dass die Beziehung zwischen dem messtechnisch ermittelten Indikator  $X$  und der Verkehrslast  $Q$  bekannt ist. Diese Beziehung kann z. B. durch FE-Simulationen bestimmt werden. Ein Beispiel dieser Beziehung ist in Bild 6-5 dargestellt. Die Unsicherheiten in dieser Beziehung sind hier durch den schattierten Bereich ausgedrückt. Die Verkehrslast beim Erreichen des Grenzzustandes  $Q_{max}$  bewirkt die Änderung des Indikatorwerts auf  $X_{Q_{max}}$ . Um das Tragwerksversagen zu verhindern, wird bei der Überschreitung des Schwellwertes vom Indikator  $X_{lim}$  eine risikoreduzierende Maßnahme (Sanierung, Lastbeschränkung) eingeleitet.  $Q_{X_{lim}}$  ist die Verkehrslast, die eine Änderung des Indikators auf  $X_{lim}$  verursacht. Aufgrund Unsicherheiten der Materialparameter, sowie zusätzlichen Modellunsicherheiten, sind  $Q_{X_{lim}}$ ,  $Q_{max}$  und  $X_{Q_{max}}$  probabilistische Variablen.  $X_{lim}$  ist dagegen ein festgelegter deterministischer Wert.

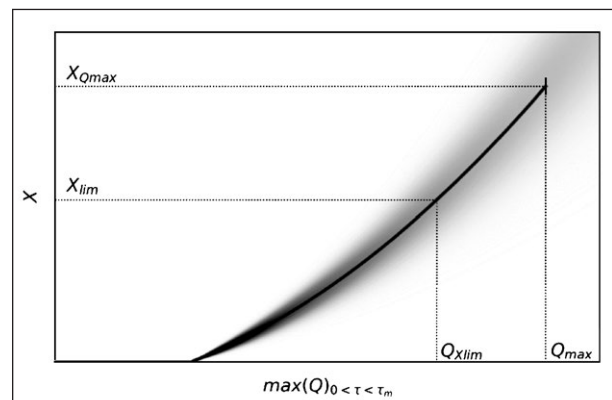


Bild 6-5: Schema der Beziehung Indikator  $X$  und der Verkehrslast  $Q$

Die hier vorgeschlagene Methode nutzt den Fakt, dass kleinere Verkehrslasten statistisch häufiger im Vergleich zu höheren Lasten auftreten. Wenn daher eine risikoreduzierende Maßnahme schon beim Erreichen von  $X_{lim}$  (als Folge der Last  $Q_{Xlim}$ ) eingeleitet wird, wird dadurch die Wahrscheinlichkeit des Erreichens von  $Q_{max}$  reduziert (Bild 6-6).

Damit die Einleitung der Maßnahme funktionieren kann, müssen die Überschreitungen vom Schwellwert des Indikators ( $X_{lim}$ ) und des Indikatorwertes beim Erreichen des Grenzzustands ( $X_{Qmax}$ ) durch zwei unterschiedliche Verkehrereignisse hervorgerufen sein, und die Überschreitung von  $X_{lim}$  muss in der Zeitabfolge vor der Überschreitung von  $X_{Qmax}$  stattfinden.

Die Überwachungsmaßnahme versagt dann, wenn  $X_{Qmax}$  überschritten wird, ohne dass vorher  $X_{lim}$  erreicht wurde. Dieser Fall ist in Bild 6-7 dargestellt.

Wir gehen davon aus, dass die Auswirkung von Verkehrereignissen auf das Tragwerk erst nach dem jeweiligen Ereignis durch die Überwachungs-

anlage ausgewertet werden kann. Wenn sich eine versagensauslösende Laststellung bereits auf der Brücke befinden sollte, gibt es keine Möglichkeit des Eingriffs mehr.

Die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks in der Schadenserkennungsphase ( $P_{f,ID}$  in Gl. 6-4) ergibt sich bei der Schwellwertüberwachung aus der Wahrscheinlichkeit von zwei Versagensfällen. Im ersten Fall tritt plötzlich ein versagensauslösendes Verkehrereignis ( $Q_{max}$ ) bevor  $X_{lim}$  durch ein kleineres Verkehrereignis ( $Q_{Xlim}$ ) überschritten wurde (Bild 6-7); hier gilt  $Q_{max} > Q_{Xlim}$ . Die Wahrscheinlichkeit dieses Falls wird mit  $P_{f,Xlim}$  (Gl. 6-6) bezeichnet. Der zweite Fall deckt die Möglichkeit ab, dass der Schwellwert so hoch gesetzt wurde, dass selbst bei dessen Einhaltung ein Versagen nicht ausgeschlossen werden kann; hier gilt  $Q_{max} < Q_{Xlim}$ . Die Versagenswahrscheinlichkeit wird in diesem Fall mit  $P_{f,Xmax}$  (Gl. 6-5) bezeichnet. Durch Festlegung eines geeigneten Schwellwerts kann  $P_{f,Xmax}$  minimiert werden. Diese zwei Fälle werden kombiniert, wobei bei kleinen Werten von  $P_{f,Xlim}$  und  $P_{f,Xmax}$  diese näherungsweise addiert werden können (Gl. 6-4).

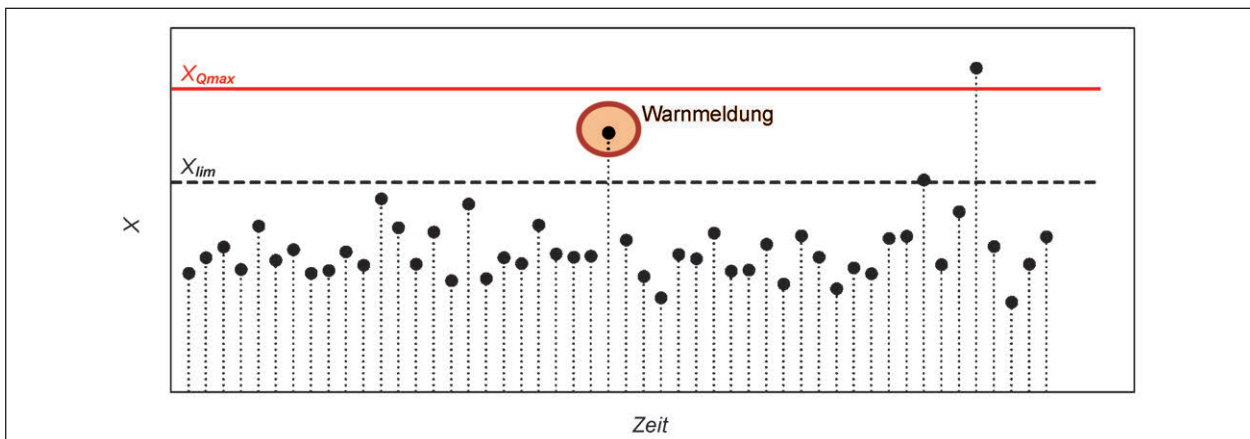


Bild 6-6: Zeitlicher Ablauf der Indikatorwerte, bei dem durch Warnmeldung, die eine risikoreduzierende Maßnahme auslöst, ein Versagen verhindert wird

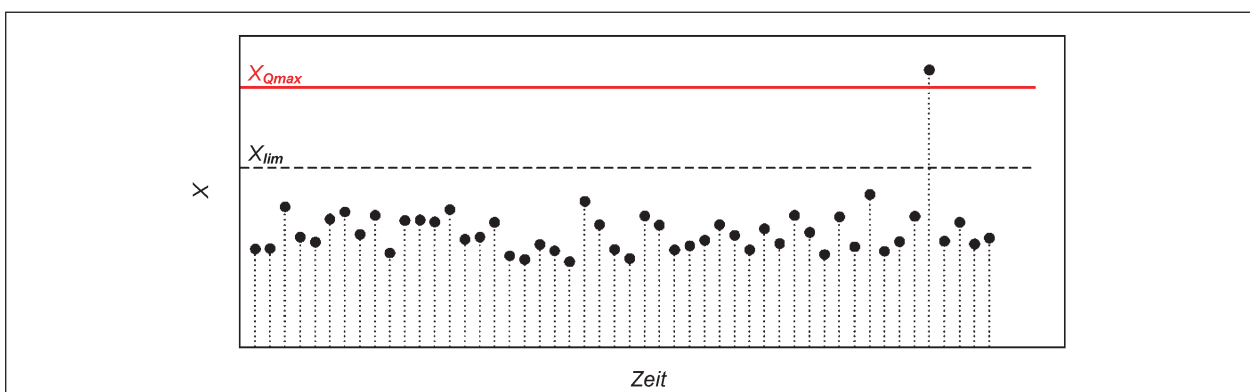


Bild 6-7: Zeitlicher Ablauf der Indikatorwerte, bei dem die Überwachungsmaßnahme versagt

Der zeitliche Verlauf vom Indikatorwert wird mit  $X(\tau)$  bezeichnet. Der Beginn des Bezugszeitraums ist  $t_0$  (die aktuelle Zeit), und die Dauer des Bezugszeitraums ist  $t_{rp}$  (Subskript „rp“ steht für „reference period“ und  $t_{rp}$  ist im Weiteren mit 1 Jahr angenommen). Der Bezugszeitraum ist somit durch  $t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}$  definiert, und der Zeitpunkt der Überschreitung von  $Q_{max}$  (d. h. Tragwerksversagen) wird mit  $\tau_{Q_{max}}$  bezeichnet.

Wenn bekannt ist, wie sich die Verkehrslasten  $Q$  auf den Indikatorwert  $X$  auswirken, können die Indikatorwerte in der Gl. 6-6 durch zugehörige Verkehrslasten ersetzt werden, wodurch sich die Gl. 6-7 ergibt. Das bedeutet, die Überwachungsmaßnahme versagt dann, wenn ein Verkehrsereignis mit Größe  $Q \geq Q_{max}$  vor einem anderen Verkehrsereignis mit Größe  $Q \geq Q_{xlim}$  eintritt.

Auf die Ermittlung von  $P_{f,xlim}$  wird hier nicht näher eingegangen. Es ist sinnvoll, den Schwellwert so zu wählen, dass ein Tragwerksversagen vor dessen Erreichen praktisch ausgeschlossen werden kann. Dann ist  $P_{f,xlim} \approx 0$ .

$$P_{f,ID} = 1 - (1 - P_{f,xlim}) \cdot (1 - P_{f,xmax}) \approx P_{f,xlim} + P_{f,xmax} \quad \text{Gl. 6-4}$$

$$P_{f,xmax} = P \left[ \max(X(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > X_{Q_{max}} \cap X_{Q_{max}} < X_{xlim} \right] \quad \text{Gl. 6-5}$$

$$P_{f,xlim} = P \left[ \max(X(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > X_{Q_{max}} \cap \max(X(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + \tau_{Q_{max}}} < X_{xlim} \mid X_{Q_{max}} > X_{xlim} \right] \quad \text{Gl. 6-6}$$

$$P_{f,xlim} = P \left[ \max(Q(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > Q_{max} \cap \max(Q(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + \tau_{Q_{max}}} < Q_{xlim} \mid Q_{max} > Q_{xlim} \right] \quad \text{Gl. 6-7}$$

### Wahrscheinlichkeit des Tragwerksversagens vor dem Erreichen des Schwellwertes $X_{xlim}$

Mit  $P_{Q_{xlim}}$  und  $P_{Q_{max}}$  werden die Wahrscheinlichkeiten, dass im Bezugszeitraum die Werte  $Q_{xlim}$  und  $Q_{max}$ , respektive, überschritten werden, bezeichnet

(Gl. 6-8).  $P_{Q_{max}}$  ist die Definition die Versagenswahrscheinlichkeit vom Tragwerk ohne Überwachungsmaßnahme (d. h. die Wahrscheinlichkeit, dass es im Bezugszeitraum zur Überschreitung der maximal aufnehmbaren Last kommt), daher ist  $P_{Q_{max}} = P_f$ . In diesem Kapitel wird weiterhin die Bezeichnung  $P_{Q_{max}}$  verwendet, damit der Bezug zur Verkehrslast verdeutlicht wird.

Diese gesuchte Wahrscheinlichkeit  $P_{f,xlim}$  lässt sich bestimmen, wenn angenommen wird, dass die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Verkehrslasten zu jedem Zeitpunkt im Bezugszeitraum gleich sind. Die Herleitung ist im Anhang, Kapitel A2 angeführt. Das Ergebnis ist in der Gl. 6-9 formuliert.

Diese Formel ist in den Gl. 6-10 und Gl. 6-11 umgeschrieben.

$$P_{Q_{xlim}} = P \left[ \max(Q(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > Q_{xlim} \right]; \quad P_{Q_{max}} = P \left[ \max(Q(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > Q_{max} \right] \quad \text{Gl. 6-8}$$

$$P_{f,xlim} = P_{Q_{xlim}} \cdot \frac{\ln(1 - P_{Q_{max}})}{\ln(1 - P_{Q_{xlim}})} \quad \text{Gl. 6-9}$$

$$P_{f,xlim} = P_{Q_{xlim}} \cdot k_{lm} \quad \text{Gl. 6-10}$$

$$k_{lm} = \frac{\ln(1 - P_{Q_{max}})}{\ln(1 - P_{Q_{xlim}})} \quad \text{Gl. 6-11}$$

Die Werte von  $k_{lm}$  für ausgewählte Kombinationen von  $P_{Q_{xlim}}$  und  $P_{Q_{max}}$  sind in der Tabelle 6-1 aufgelistet. Die gelisteten Werte der bezogenen Verkehrslasten ( $Q_{xlim}/Q_k$  und  $Q_{max}/Q_k$ ) wurden so angenommen, dass der Bezugszeitraum 1 Jahr beträgt, und die Verkehrsbelastung durch eine Gumbel-Verteilung mit  $c_v = 10\%$  und  $P(Q > Q_k) = 2\%$  beschrieben ist. Der Koeffizient  $k_{lm}$  ist für Werte  $Q_{max} < Q_{xlim}$  nicht definiert (d. h. die schädigende Verkehrslast, die eine Warnmeldung auslöst, ist kleiner als die maximal aufnehmbare Verkehrslast).

Hier sollte noch mal erwähnt werden, dass  $Q_{xlim}$  und  $Q_{max}$  durch Unsicherheiten behaftet sind und daher als probabilistische Variablen gelten. Deshalb kann der Koeffizient  $k_{lm}$  durch Integration über ihren gesamten Wertebereich ermittelt werden (Gl. 6-12).

$$k_{lm} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\ln(1 - P_{Q_{max}})}{\ln(1 - P_{Q_{xlim}})} \cdot PDF(Q_{xlim}, Q_{max}) \cdot dQ_{max} dQ_{xlim} \quad \text{Gl. 6-12}$$

$Q_{Xlim}/Q_k$	$P_{QXlim}$	$Q_{max}/Q_k$ $P_{Qmax}$	0,8 0,4	1,0 0,02	1,2 7,99e-4	1,4 3,16e-5	1,6 1,25e-6
0,6	1 – 2,5e-6		0,0396	0,0015	6,2e-5	2,4e-6	9,7e-8
0,7	0,923		0,1989	0,0079	0,0003	1,2e-5	4,9e-7
0,8	0,4		1	0,0396	0,0015	6,2e-5	2,4e-6
0,9	0,0966		-	0,1989	0,0079	0,0003	1,2e-5
1,0	0,02		-	1	0,0396	0,0015	6,2e-5
1,1	0,004		-	-	0,1989	0,0079	0,0003
1,2	8e-4		-	-	1	0,0396	0,0015
1,3	1,6e-4		-	-	-	0,1989	0,0079
1,4	3,2e-5		-	-	-	1	0,0396

Tab. 6-1: Werte des Koeffizienten  $k_{lm}$  für ausgewählte Kombinationen von  $P_{QXlim}$  und  $P_{Qmax}$

Um die Beziehung zwischen dem Indikator  $X$  und der Verkehrslast  $Q$  zu ermitteln, sind meistens nicht-lineare Simulationen notwendig, da die Indikatoren oft erst nach dem Auftritt von bleibenden Rissen/plastischen Deformationen sensitiv reagieren. Wie schon erwähnt, ist die Durchführung von nichtlinearen probabilistischen Simulationen sehr aufwendig. Eine vollständige Analyse mittels einer Monte-Carlo Simulation erscheint hier nicht praktikabel. Deshalb müssen vereinfachende Annahmen bezüglich der Streuung getroffen werden. Die Bandbreite der Streuung durch Unsicherheit der Brückeneigenschaften lässt sich z. B. durch zwei nichtlineare Berechnungen mit jeweils niedrigen und hohen Quantilwerten der Materialeigenschaften abschätzen. Zusätzlich zu den Streuungen der Brückenparameter, deren Analyse durch Simulationen möglich ist, sollten auch Unsicherheiten des Modells berücksichtigt werden. Modellunsicherheiten werden aus dem Vergleich zwischen Modellergebnissen und Experimenten abgeleitet. Den Autoren ist leider keine systematische Studie zu Modellunsicherheiten bei der Bestimmung von nichtlinearen Verformungen bekannt, deshalb können die Modellunsicherheiten derzeit nur nach bestem Wissen abgeschätzt werden.

### Wahrscheinlichkeit der Überschreitung vom Schwellwert $X_{lim}$

In der Gl. 6-8 ist  $P_{QXlim}$  als die Wahrscheinlichkeit, dass  $Q_{Xlim}$  überschritten wird, definiert.  $Q_{Xlim}$  ist als die Verkehrslast, die eine Überschreitung von  $X_{lim}$  verursacht, definiert. Deshalb gleicht  $P_{QXlim}$  der Wahrscheinlichkeit, dass  $X_{lim}$  im Betrachtungszeitraum überschritten wird.

Durch statistische Auswertung des Indikatorverlaufs  $X(\tau)$  kann die Wahrscheinlichkeit einer künftigen Überschreitung von  $X_{lim}$  abgeschätzt werden. Um zu verdeutlichen, dass es sich hier um das Ergebnis der Messdatenanalyse handelt, wird diese Wahrscheinlichkeit mit  $P_{vlim}$  bezeichnet (Gl. 6-13). Da der Wert von  $P_{vlim}$  gleich  $P_{QXlim}$  ist, ändert sich Gl. 6-10 zu Gl. 6-14.

$$P_{vlim} = P \left[ \max(X(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > X_{lim} \right] \quad \text{Gl. 6-13}$$

$$P_{f,Xlim} = P_{vlim} \cdot k_{lm} \quad \text{Gl. 6-14}$$

Die hier empfohlene Vorgehensweise zur Abschätzung von  $P_{vlim}$  aus den Messdaten setzt sich aus diesen Schritten zusammen:

- Auswertung der Tagesmaxima von Indikatorwerten,
- Anpassung einer Extremwertverteilung (z. B. Gumbel) an diese Werte,
- Umrechnung der Extremwertverteilung für den Bezugszeitraum von 1 Jahr (Jahresmaxima),
- Bestimmung der Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $X_{lim}$  für aktuelle Werte der Tagesmaxima aus laufender Überwachung.

Diese Vorgehensweise ist großteils analog zu der Abschätzung der Extremwerte von Verkehrslasten aus Weigh-In-Motion Messungen (Kapitel 4.1). Zunächst werden aus dem Verlauf der Indikatorwerte (z. B. Mittelwerte von temperaturkompensierten Messdaten) Tagesmaxima ermittelt. Dafür ist eine Datenbasis von bestimmter Dauer nötig, bei der man annehmen kann, dass der Tragwerks-

zustand konstant ist. Diese Datenbasis wird auch für die Temperaturkompensation benötigt, und so kann die gleiche Datenbasis sowohl für die Temperaturkompensation, als auch für die Ermittlung von Indikator-Extremwerten verwendet werden.

Nach der Anpassung einer Gumbel-Verteilung an die Tagesmaxima der Indikatorwerte kann diese gemäß Gl. 4-3 zur Verteilung der Jahresmaxima umgerechnet werden, unter der Annahme, dass der Verlauf der Indikatorwerte einen stationären Prozess darstellt.

Während der laufenden Überwachung sollte die Verteilung der erwarteten Jahresmaxima der Indikatorwerte an aktuelle Messwerte angepasst werden. Hier erscheint eine Wiederholung der Ermittlung der Extremwertverteilung jedoch nicht zweckmäßig, da erneut eine größere Datenbasis gesammelt werden müsste, bevor eine neue Extremwertverteilung bestimmt werden kann. Deshalb muss eine andere Abschätzung getroffen werden. Falls nicht eine genauere Schätzung vorhanden ist, schlagen wir deshalb vor, während der laufenden Überwachung die Verteilung der Tagesmaxima um  $\Delta\mu_X$  zu verschieben (Bild 6-8). Dabei ist  $\Delta\mu_X$  die Differenz zwischen dem aktuellen Tagesmaximum des Indikators und dem Mittelwert der zuvor ermittelten Verteilung der Tagesmaxima. Falls diese Differenz negativ ist, kann dieser Schritt übersprungen werden. Die Verteilung der Jahresmaxima verschiebt sich dann um den gleichen Wert ( $\Delta\mu_X$ ).

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $X_{lim}$  wird dann aus der Verteilungsfunktion der verschobenen Jahresmaxima (Gl. 6-15) abgelesen.

$$P_{vlim} = 1 - CDF_{\max(X)_{year,shifted}}(X_{lim}) \quad \text{Gl. 6-15}$$

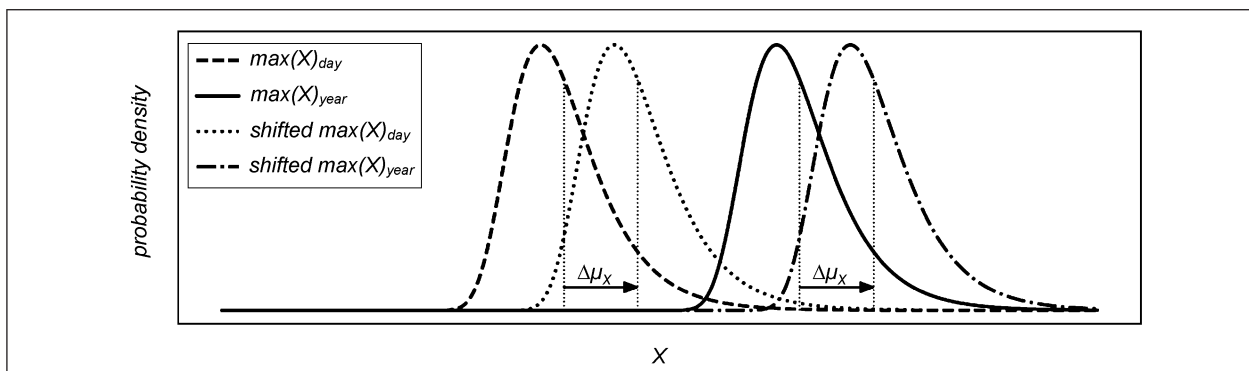


Bild 6-8: Verschiebung der Indikator-Extremwertverteilungen während laufender Überwachung

## Messunsicherheiten und das Auslösen einer Warnmeldung

Aufgrund verschiedener Messunsicherheiten (siehe Kapitel 4.3) ist der Wert des messtechnisch erfassten Indikators  $X$  durch Unsicherheiten behaftet, die typischerweise mit einer Normalverteilung beschrieben werden. Diese Unsicherheiten sollten berücksichtigt werden, um rechtzeitig eine Warnmeldung auszulösen.

Wenn die Standardabweichung der Messunsicherheiten mit  $\sigma_X$  bezeichnet wird, können die Messunsicherheiten berücksichtigt werden, in dem das in der laufenden Überwachung gemessene Tagesmaximum um  $k_\sigma \cdot \sigma_X$  zusätzlich erhöht wird, wodurch sich die Verschiebung der Extremwertverteilung  $\Delta\mu_X$  auch entsprechend erhöht. Der Koeffizient  $k_\sigma$  wird gewählt, und wir empfehlen hier Werte zwischen 2 und 3 zu benutzen.

Die Wahrscheinlichkeit des Tragwerksversagens vor dem Erreichen des Schwellwertes kann somit anhand aktueller Messdaten täglich aktualisiert werden.

Eine Warnmeldung mit der Forderung, risikoreduzierende Maßnahmen durchzuführen, sollte dann ausgelöst werden, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,ID}$  ein akzeptiertes Niveau der Versagenswahrscheinlichkeit überschreitet.

### 6.1.2 Degradation der Brücke

Der Begriff „Degradation der Brücke“ wird hier als Sammelbegriff für unterschiedliche Schädigungsmechanismen, die den Tragwerkswiderstand hauptsächlich durch Alterungsprozesse reduzieren, verstanden. Der häufigste Schädigungsmechanismus ist dabei die Korrosion, und deshalb werden wir uns hauptsächlich auf diesen Mechanismus beziehen.

Im Weiteren wird ein Vorschlag beschrieben, wie die bereits oben beschriebene Methodik dahingehend erweitert werden kann, dass die Brückendegradation berücksichtigt wird. Dazu ist zunächst ein Degradationsmodell notwendig, welches den zeitlichen Verlauf der Degradation prognostiziert. Für gleichmäßige Korrosion wurden bereits Prognosemodelle entwickelt, wobei manche davon auch die Unsicherheit der Prognose abschätzen [17].

Im Allgemeinen wirkt sich die Brückendegradation sowohl auf die maximal aufnehmbare Verkehrslast, als auch auf die Beziehung zwischen der Verkehrslast  $Q$  und dem Indikator  $X$  aus (Bild 6-10). Normalerweise kann man von einer Erhöhung der Indikatorwerte (Durchbiegung, Dehnung, Eigenfrequenzreduktion) ausgehen. Zusätzlich erhöht sich auch die Streuung durch zusätzliche Unsicherheiten der Degradationsprognose.

Durch den zeitlichen Aspekt erweitert sich also die Beziehung  $X(Q)$  um die Dimension der Zeit zu  $X(Q,t)$ . Folglich werden auch die Verteilungen  $X_{Qmax}$ ,  $P_{Qmax}$ ,  $P_{QXlim}$  und  $k_{lm}$  zu Funktionen der Zeit.



Bild 6-9: Beispiel der Prognose vom Reduktion des Bewehrungsdurchmessers (Mittelwert  $\pm$  Standardabweichung) durch gleichmäßige Korrosion

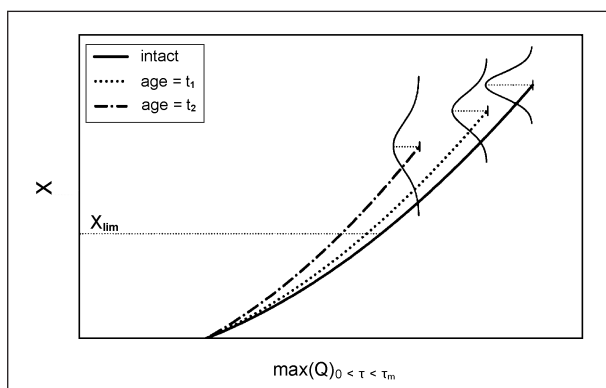


Bild 6-10: Schema der Beziehung Indikator  $X$  und der Verkehrslast  $Q$  unter Einfluss von Degradation

## 6.2 Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase

Defekte der Überwachungsanlage werden als temporärer Funktionsverlust der Anlage betrachtet, unter der Annahme, dass eine Instandsetzung der Anlage im Fall eines Defektes veranlasst wird. So ergibt sich durch Defekte der Überwachungsanlage eine Verlängerung der Reaktionsphasendauer  $t_p$ , weil diese auch die nötige Dauer der Messdatenerfassung einschließt.

Die gesamte Dauer der Reaktionsphase  $t_p$  (Gl. 6-16) setzt sich zusammen aus: der normalen Messdauer ( $t_m$ ), der Messdauererweiterung aufgrund von Ausfällen ( $\Delta t_m$ ), der Dauer von Datenverarbeitung und Prüfung ( $t_{pr}$ ) und der Dauer der Maßnahmenumsetzung ( $t_{act}$ ).

$$t_p = t_m + \Delta t_m + t_{pr} + t_{act} \quad \text{Gl. 6-16}$$

Die normale Messdauer hängt von der für den Indikator nötigen Datenbasis ab: wenn z. B. der 1h-Median von temperaturkompensierter Durchbiegung als Indikator benutzt wird, ist die normale Messdauer 1 Stunde.

Die Dauer der Datenverarbeitung und Prüfung ist bei einem automatisierten Prozess i. d. R. relativ kurz. Sie hängt vor allem davon ab, ob die Datenverarbeitung und Aussendung der Warnmeldung direkt der Industrie-PC vor Ort übernimmt, oder ob die Messdaten zuerst zu einem Server per Funk übertragen werden, um dort verarbeitet zu werden. Im ersteren Fall hat  $t_{pr}$  die Größenordnung von Minuten; im letzteren Fall kann ca. 1 Stunde als Schätzung angesetzt werden.

Die Verlängerung aufgrund von Ausfällen  $\Delta t_m$  wurde im Kapitel 5.3 beschrieben. Sie ist als probabilistische Variable definiert, die Werte bis zu ca. 30 Tage annehmen kann.

Die Dauer der Maßnahmenumsetzung  $t_{act}$  hängt von der gewählten Maßnahme, und von der Organisation ihrer Umsetzung ab. Sie kann grundsätzlich Werte von ein paar Stunden bis zu mehreren Monaten annehmen.

Weiter wird zwischen zwei Fällen unterschieden:

1. Schwellwert des Indikators wurde nicht überschritten.
2. Eine Warnmeldung wurde durch Schwellwertüberschreitung ausgelöst.

Im Fall 1 ist die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks  $P_{f,Re,1}$  durch die Wahrscheinlichkeit, dass es im Zeitraum zwischen dem aktuellen Zeitpunkt  $t$  und  $t + t_p$  zur Überschreitung der maximal aufnehmbaren Verkehrslast kommt, definiert. Die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks innerhalb eines Zeitraums mit Dauer  $t_p$ , kann durch eine voll-probabilistische Berechnung mit reduzierten Lastannahmen ( $Q(t_p)$ ) ermittelt werden. Die Anpassung der Verteilung von Verkehrslasten kann gemäß Gl. 4-3 erfolgen, wobei  $T_2 = t_p$  und  $T_1 = 1$  Jahr ( $T_1$  ist der Bezugszeitraum von der ursprünglichen Verteilung) ist. Da  $t_p$  eine probabilistische Variable ist, kann der Wert durch Integration über den gesamten Wertebereich bestimmt werden (Gl. 6-17). Alternativ kann auch die konservative Annahme, mit  $T_2 = \max(t_p)$ , getroffen werden, da  $t_p$  eine begrenzte Verteilung hat (Gl. 6-17 rechts). In der Gl. 6-17 ist die Zeitvariable  $t$  angeführt, mit der die Brückendegradation berücksichtigt werden kann, wenn ein Degradationsmodell eingesetzt wird. Falls die Brückendegradation vernachlässigt wird, entfällt die Abhängigkeit von der Zeitvariablen  $t$ .

Im Fall 2 wurde eine Warnmeldung ausgelöst und es wird davon ausgegangen, dass eine Maßnahme eingeleitet wird. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist in diesem Fall durch Gl. 6-18 gegeben. Hier kann einerseits eine Verteilung von Verkehrslasten  $Q(t_{act})$ , die für den Zeitraum  $t_{act}$  angepasst wurde, in der Berechnung verwendet werden. Der Vorteil ist, dass  $t_{act}$  grundsätzlich kleiner als  $t_p$  ist, wodurch die Lasten geringer sind. Andererseits kann sich die Überschreitung des Schwellwertes  $X \geq X_{lim}$  durch die Schädigung auf Reduktion des Tragwerkswiderstandes auswirken, was in dem Fall berücksichtigt werden sollte. Falls der Tragwerkswiderstand durch die Schwellwertüberschreitung nicht betroffen ist, und zeitabhängige Degradation vernachlässigt werden kann, reduziert sich  $P_{f,Re,2}$  zu  $P_f(Q(t_{act}))$  und braucht nicht ermittelt werden, da  $P_{f,Re,1}$  dominiert.

Diese beschriebenen zwei Fälle haben keine Überschneidungen, deshalb kann als Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase  $P_{f,Re}$  der größere Wert von  $P_{f,Re,1}$  und  $P_{f,Re,2}$  angesetzt werden (Gl. 6-19).

$$P_{f,Re,1}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} P_f(t, Q(t_p)) \cdot PDF(t_p) \cdot dt_p < P_f(t, Q(\max(t_p))) \quad \text{Gl. 6-17}$$

$$P_{f,Re,2}(t) = P_f(t, Q(t_{act}) \mid X \geq X_{lim}) \quad \text{Gl. 6-18}$$

$$P_{f,Re}(t) = \max[P_{f,Re,1}(t), P_{f,Re,2}(t)] \quad \text{Gl. 6-19}$$

## 7 Fallbeispiel

In diesem Kapitel wird die im Kapitel 6 vorgestellte Methodik an einem Fallbeispiel demonstriert. Für diese Demonstration wurde das Tragwerk der Hochstraße Gifhorn ausgewählt, welches bereits im Projekt FE 15.0544/2011/LRB untersucht wurde. Es werden die bereits vorhandenen Überwachungsdaten benutzt.

Die Hochstraße Gifhorn ist ein zweistegiger vorgepannter Plattenbalken mit 9 Feldern, wobei in den letzten zwei Feldern Messdaten erhoben wurden (Bild 7-1).

Hier wurden mit einer statischen Überwachungsanlage (d. h. Anlage mit geringen Abtastraten) die Schubverformungen, Längsdehnungen, Durchbiegungen und Temperaturen mit insgesamt 28 Sensoren aufgenommen.

Im Schubbereich beim Auflager in Achse 8 wurden Rissweiten durch Sensoren mit Messbasis 50 cm aufgenommen (Bild 7-3 links und mittig). Die Dehnungssensoren F3, F4, F5 im letzten Feld (8 m vom

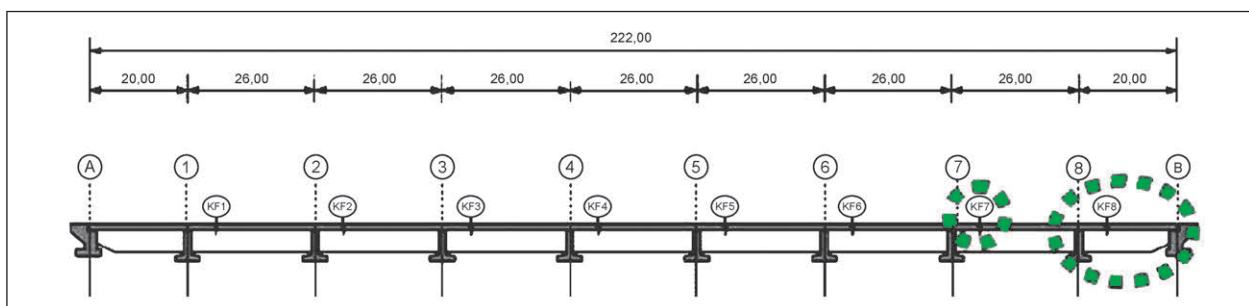


Bild 7-1: Hochstraße Gifhorn: Darstellung der überwachten Bereiche (grün); Bild aus [54]

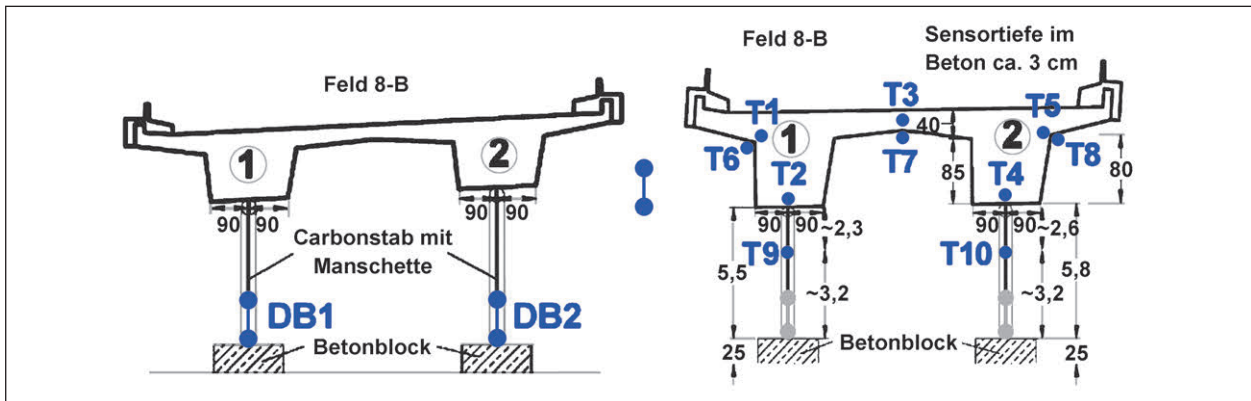


Bild 7-2: Position der Durchbiegungssensoren (DB, links) und der Temperatursensoren (T, rechts) im letzten Feld, 8 m vom Widerlager; Bild aus [54]

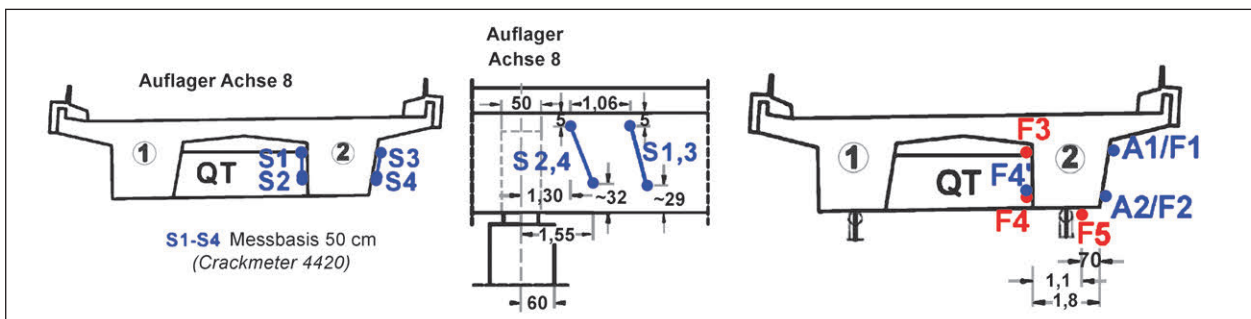


Bild 7-3: Position der Rissweitensensoren (S) im Schubbereich bei Achse 8 (links und mittig); Position der Dehnungssensoren (F und A) im letzten Feld, 8 m vom Widerlager (rechts); Bild aus [54]

Widerlager entfernt) waren Schwingensaitenaufnehmer mit einer Messbasis von 15 cm.

## 7.1 Gemessenes Tragwerksverhalten

Die statische Überwachungsanlage erfasst hauptsächlich die Reaktion des Tragwerks auf die ständigen Lasten, sowie Temperaturänderungen. Im Messzeitraum ist es zu keinen sichtbaren Tragwerksänderungen gekommen, daher wird hier angenommen, dass das gemessene Tragwerksverhalten dem normalen Verhalten des Tragwerks im intakten Zustand entspricht. Mit dieser Annahme kann das gemessene Tragwerksverhalten als Folge der Temperaturänderungen untersucht werden.

Wie in Kapitel 2.4.3 erläutert, wird üblicherweise der Temperatureinfluss auf die Messwerte anhand Messdaten eines Beobachtungszeitraums bestimmt, wobei angenommen wird, dass sich in diesem Zeitraum der Tragwerkszustand nicht ändert, sodass die gemessenen Messwertänderungen primär dem Temperatureinfluss zugeordnet werden können. Falls die Annahme des konstanten Zustands nicht zutreffen würde, müsste der Tempera-

tureinfluss durch thermische Simulationen am Berechnungsmodell untersucht werden. Aufgrund der Unsicherheiten der Verteilung von Temperatureinwirkungen, sowie der Ausbreitung der Temperatur im Betonvolumen ist jedoch empfehlenswert von dem Simulationsansatz abzusehen.

Für das Fallbeispiel werden überwiegend die Daten der Durchbiegungssensoren genutzt. Der Einfluss der Temperatur auf die Werte der gemessenen Durchbiegungen sind in Bild 7-4 dargestellt. Die hier verwendeten Temperaturwerte wurden als Mittelwert der Daten von fünf im Betonquerschnitt eingebauten Temperatursensoren gebildet. Die Tragwerksverformung hängt nicht nur von der mittleren Tragwerkstemperatur ab, sondern auch von der Verteilung der Temperatur im Tragwerk. Hier ist vor allem der vertikale Temperaturgradient maßgebend. In Bild 7-5 ist der Einfluss der Temperaturdifferenz zwischen der oberen und unteren Seite des Bauwerks auf die gemessenen Durchbiegungen dargestellt.

Diese Einflüsse werden analysiert, um die Temperatureinwirkung in den Messdaten zu kompensieren.



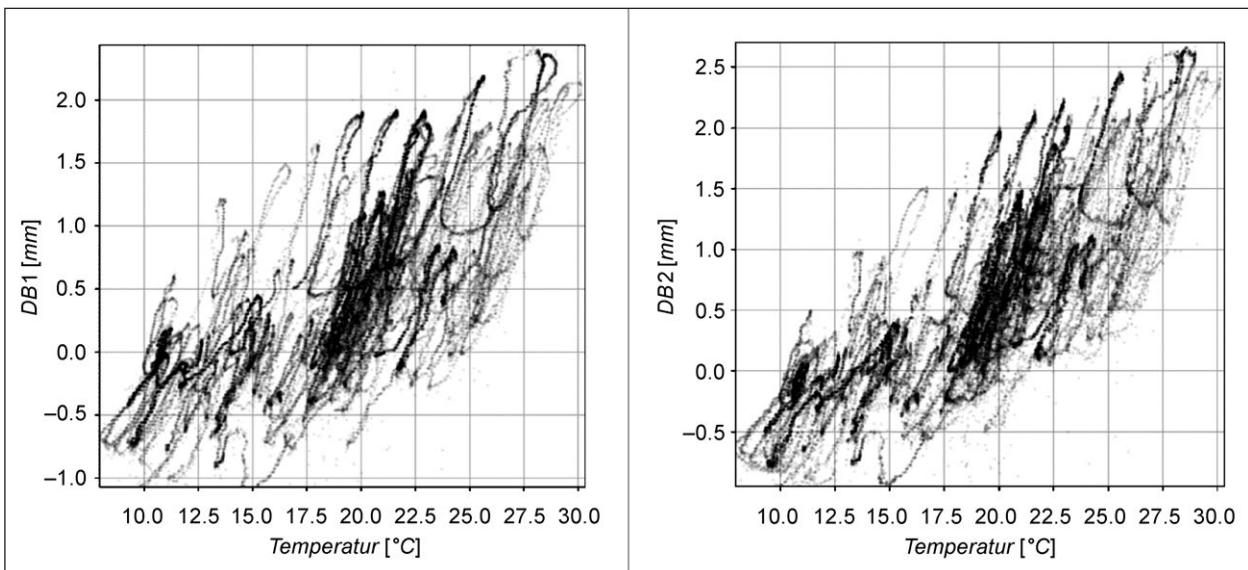


Bild 7-4: Einfluss der mittleren Temperatur auf die Durchbiegung an zwei Messstellen

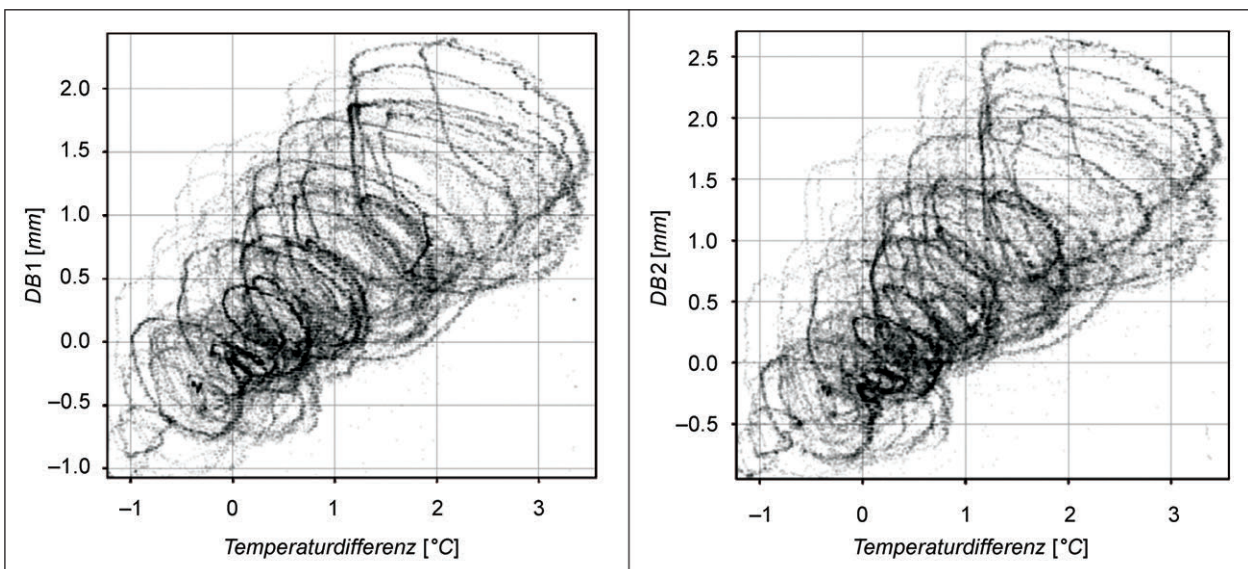


Bild 7-5: Einfluss der Temperaturdifferenz ( $T_{oben} - T_{unten}$ ) auf die Durchbiegung an zwei Messstellen

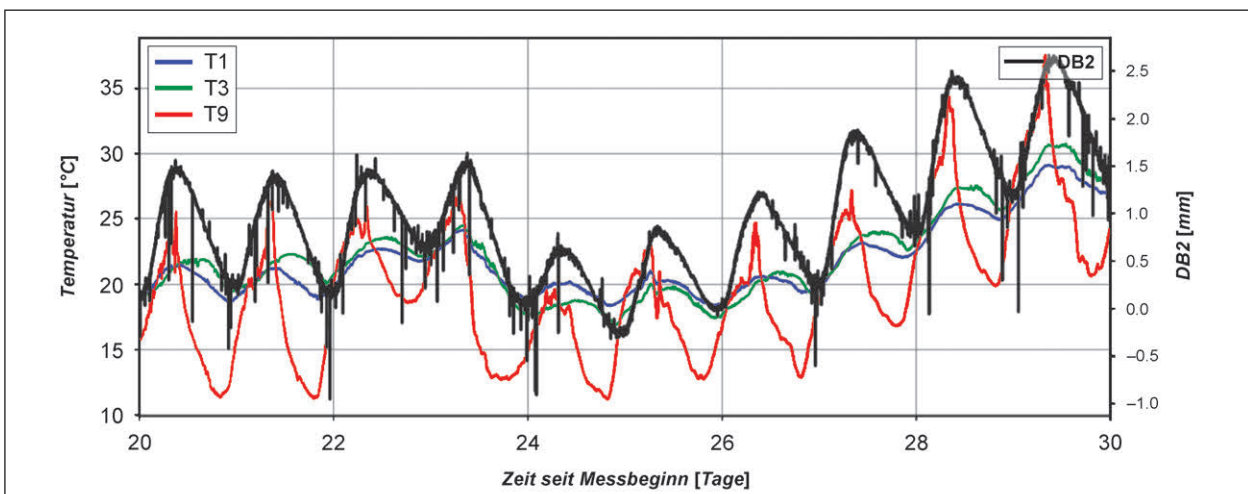


Bild 7-6: Beispiel des gemessenen Verlaufs der Temperaturen und der Durchbiegung

Der Verlauf der temperaturbedingten Tragwerksverformung hat üblicherweise eine zeitliche Verzögerung zum gemessenen Temperaturverlauf. Diese Verzögerung ist durch den Prozess der Temperaturausbreitung im Tragwerk, sowie durch die Position der Temperatursensoren (insbesondere die Einbautiefe) gegeben. In Bild 7-6 ist der Verlauf von drei Temperatursensoren und eines Durchbiegungssensors über 10 Tage dargestellt. Die lokalen Maxima der einzelnen Sensoren weisen unterschiedliche Zeitverzögerungen auf.

## 7.2 Temperaturkompensation

Um den Einfluss der Temperatur zu kompensieren wurde die folgende Herangehensweise angewandt. Es wird ein Modell gesucht, welches basierend auf Temperaturdaten den erwarteten Sensorwert (z. B. Durchbiegung) prognostizieren kann. Mithilfe dieses Modells wird dann der Temperatureinfluss kompensiert.

Hier wurde ein relativ einfaches Modell verwendet, welches die erwartete Durchbiegung  $w_{exp}$  (das Subskript „exp“ bedeutet „expected“) durch lineare Kombination von Daten aus  $n$  Temperatursensoren (Gl. 7-1) prognostiziert. Die Koeffizienten  $c$ ,  $a_i$  und  $\Delta_{ti}$  werden mithilfe vorhandener Messdaten so optimiert, dass der Prognosefehler minimiert wird. Um den Temperatureinfluss aus dem Verlauf der gemessenen Durchbiegung heraus zurechnen (und so den Verlauf der temperaturkompensierten Durchbiegung  $w_c$  zu erhalten), wird ein Referenzzeitpunkt  $t_{ref}$  gewählt, und der aktuell gemessene Durchbiegungswert  $w(t)$  wird mit der Differenz der Erwartungswerte zu diesen zwei Zeitpunkten korrigiert (Gl. 7-2).

$$w_{exp} = c + \sum_{i=1}^n a_i \cdot (T_{i-\Delta_{ti}}) \quad \text{Gl. 7-1}$$

$$w_c(t) = w(t) + w_{exp}(t_{ref}) - w_{exp}(t) \quad \text{Gl. 7-2}$$

Die Anpassung der Koeffizienten wurde in zwei Stufen durchgeführt. Zunächst wurden durch eine Faltung die optimalen Zeitverzögerungen  $\Delta_{ti}$  bestimmt, d. h. zeitliche Signalverschiebungen mit dem höchsten Faltungswert (Bild 7-7). Diese Verzögerungen wurden für jedes Sensorpaar separat bestimmt.

Im nächsten Schritt wurden dann die Koeffizienten  $c$ ,  $a_i$  durch einen Optimierungsalgorithmus so angepasst, dass die Summe der Quadrate der Abweichungen minimiert wurde. Die Abweichungen dieses Prognosemodells sind aus dem Vergleich zwischen  $w$  und  $w_{exp}$  ersichtlich (Bild 7-8).

Diese Abweichungen stellen die Genauigkeit der Temperaturkompensation dar. Die Abweichungen werden durch eine normalverteilte Variable, die auf die Abweichungswerte angepasst wurde, quantifiziert. Ein Histogramm der Abweichungen samt der Dichtefunktion der angepassten Normalverteilung ist in Bild 7-9 dargestellt.

Die temperaturkompensierten Messwerte ergeben sich aus Gl. 7-2. Ein Beispiel der kompensierten Daten ist in Bild 7-10 dargestellt. Hier wurde als Referenzzeitpunkt der Anfang des dargestellten Zeitfensters gewählt.

Als Indikatoren für den Tragwerkzustand werden typischerweise nicht einzelne Messwerte, sondern aus den Messdaten abgeleitete Merkmale benutzt. In diesem Fallbeispiel wurden die Messdaten mit einer Abtastrate zwischen 1 und 5 Min. aufgenommen, es wurden also die langsam veränderlichen Tragwerksverformungen mit dieser Anlage erfasst. Die Erfassung von schnell veränderlichen Tragwerksverformungen (Auswirkung von Überfahrten

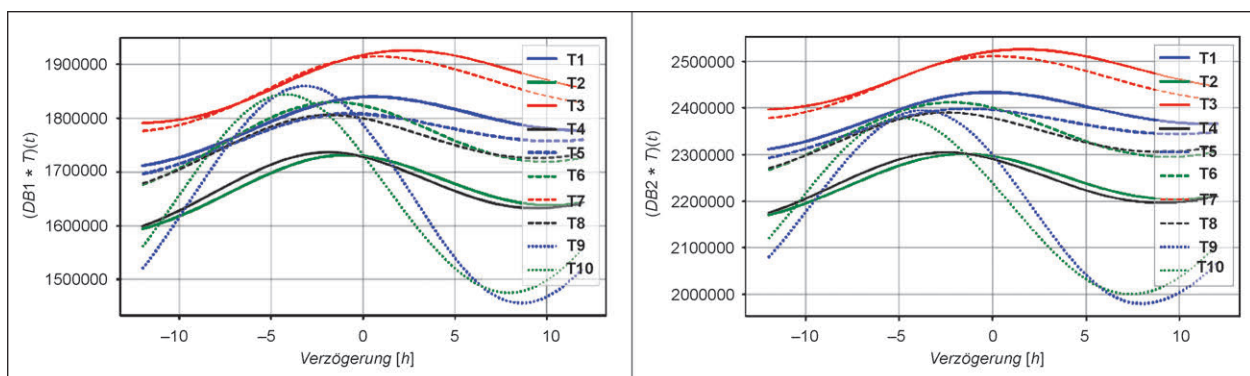


Bild 7-7: Faltung der Daten vom Sensor DB1 (links) mit Daten verschiedener Temperatursensoren; (rechts) Faltung der Daten vom Sensor DB2 mit Temperaturdaten

einzelner Fahrzeuge) würde Abtastraten von ca. 50 – 200 Hz benötigen.

Für die Berechnung von Indikatoren aus Messwerten mit langsamen Abtastraten erscheint die Bil-

dung von Mittelwerten/Medianen aus festgelegten Zeitabschnitten sinnvoll. Bei der Festlegung der Länge von Zeitabschnitten, aus denen Mediane gebildet werden, sollte die gewünschte Reaktionszeit und die erzielbare Genauigkeit berücksichtigt

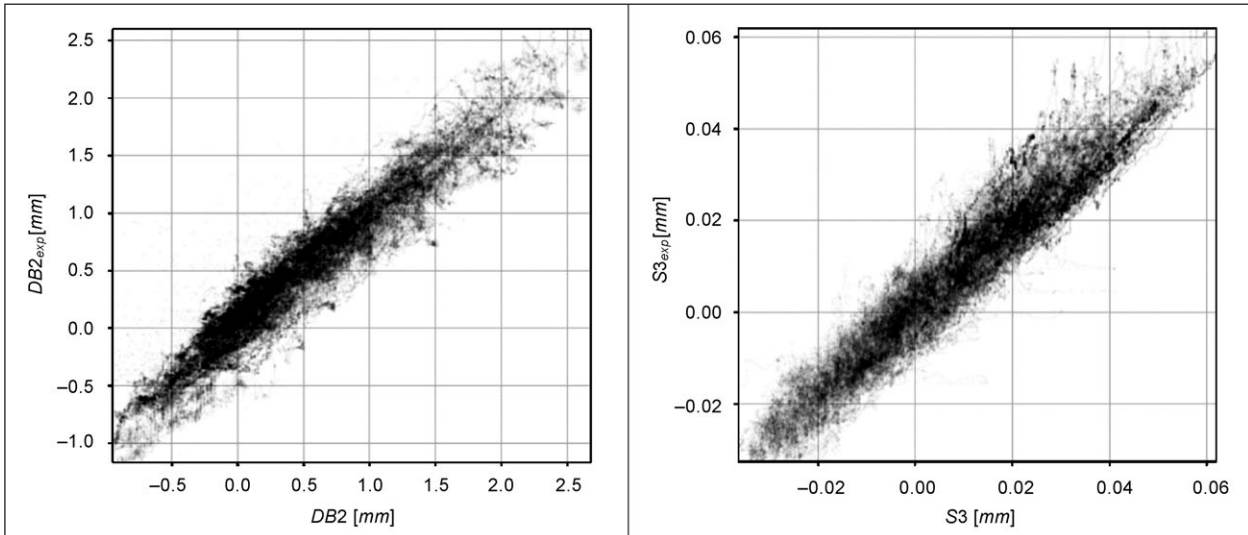


Bild 7-8: Vergleich der Messwertprognose mit den Messwerten für zwei Sensoren: (links) Durchbiegungssensor, (rechts) Rissweitensensor in Stützennähe

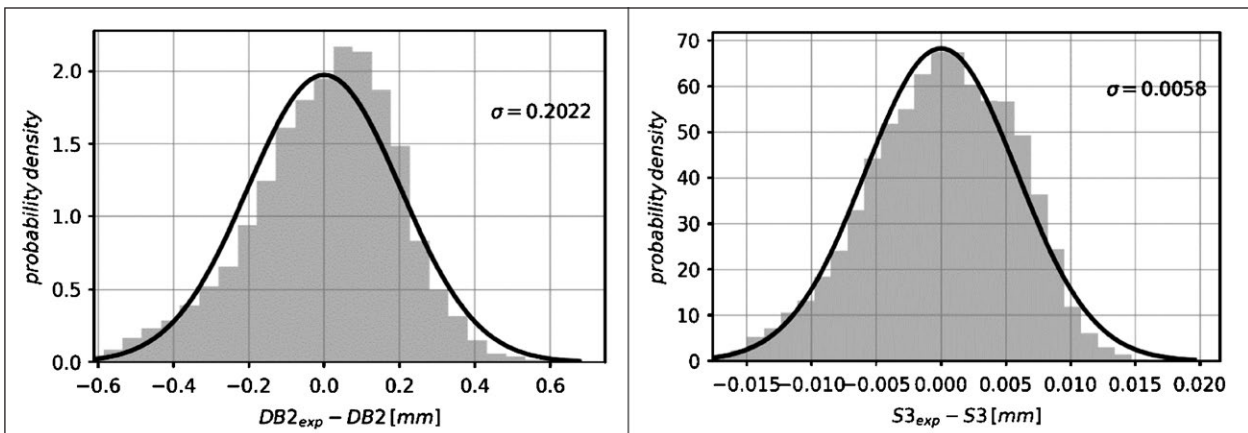


Bild 7-9: Histogramm der Differenzen zwischen Messwertprognose und den Messwerten für zwei Sensoren

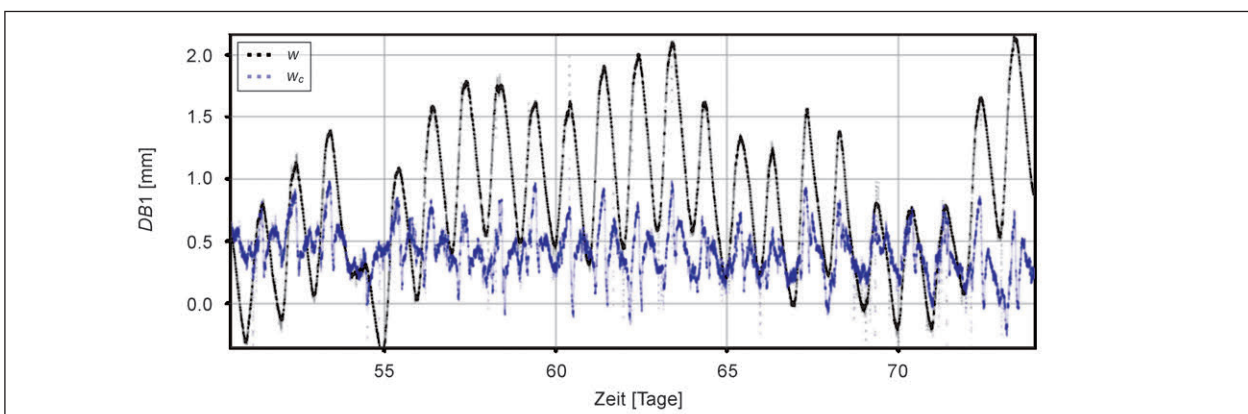


Bild 7-10: Verlauf der gemessenen Durchbiegung (schwarz) und der temperaturkompensierten Werte (blau)

werden. Mediane aus längeren Zeitabschnitten sollten bessere Genauigkeit aufweisen, wenn die Abweichungen einen zufälligen Charakter haben. Die Tabelle 7-1 listet die Standardabweichungen der Indikatoren auf, die aus Medianen von temperaturkompensierten Messwerten ermittelt wurden. Hier ist die Genauigkeit der Messwerterfassung noch nicht berücksichtigt. Dabei wurden verschiedene Zeitabschnitte für die Bildung der Mediane verwendet. Obwohl die Tendenz zu geringeren Abweichungen bei längeren Zeitabschnitten vorhanden ist, fällt diese Reduktion nicht sehr groß aus. Dies ist dadurch bedingt, dass die Abweichungen nicht einen gänzlich zufälligen Charakter haben, wie z. B. das Signal vom weißen Rauschen.

Zusätzlich zur Unsicherheit der Temperaturkompensation sollten auch Unsicherheiten der Messwerterfassung berücksichtigt werden. Die Datenblätter der verwendeten Sensoren geben einen max. Linearitätsfehler von 0,5 % des Messbereichs an. Andere Messfehler sind typischerweise weniger maßgebend und werden im Datenblatt nicht behandelt, deswegen werden sie hier vereinfacht als eine Erhöhung des Linearitätsfehlers um 30 % abge-

schätzt. Im Sinne der Vorgehensweise vom Kapitel 4.3 ergibt sich die Unsicherheit der Messwerterfassung bei einer gemessenen Messwertänderung  $\Delta x$  gemäß Gl. 7-3. Diese Unsicherheit wird dann mit der Unsicherheit der Temperaturkompensation kombiniert (Gl. 7-4).

$$\begin{aligned}\sigma_{mess} &\approx 1,3 \cdot \sigma_{lin} = 1,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,005 \cdot \Delta x \\ &= 0,00325 \cdot \Delta x\end{aligned}\quad \text{Gl. 7-3}$$

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_{mess}^2 + \sigma_{comp}^2} \quad \text{Gl. 7-4}$$

Für die Indikatoren, die aus 1-Stunden-Medianen der temperaturkompensierten Messwerte gebildet wurden, wurden Extremwertverteilungen ermittelt, um die Überschreitungswahrscheinlichkeiten verschiedener Messwerte beurteilen zu können. Als Eingangsdaten für die Anpassung der Gumbel-Verteilungen wurden die Tagesmaxima der Indikatoren verwendet. Die Verteilung der Jahresmaxima wurde dann durch die Umrechnung aus der Verteilung der Tagesmaxima (Gl. 4-3) abgeschätzt. Das Bild 7-11 und Bild 7-12 zeigen die Extremwertverteilungen der Indikatoren für vier verschiedene Sensoren.

Sensor	Zeitabschnitt für Bildung des Medians			
	1 min	1 h	5 h	24 h
Durchbiegung DB1	0,220 mm	0,212 mm	0,196 mm	0,151 mm
Durchbiegung DB2	0,202 mm	0,193 mm	0,181 mm	0,133 mm
Rissweite S3	5,84 $\mu\text{m}$	5,59 $\mu\text{m}$	4,95 $\mu\text{m}$	4,28 $\mu\text{m}$
Rissweite S4	7,17 $\mu\text{m}$	7,02 $\mu\text{m}$	6,67 $\mu\text{m}$	6,21 $\mu\text{m}$
Dehnung F4	18,35 $\mu\text{m}/\text{m}$	18,00 $\mu\text{m}/\text{m}$	17,47 $\mu\text{m}/\text{m}$	16,13 $\mu\text{m}/\text{m}$
Dehnung F5	15,34 $\mu\text{m}/\text{m}$	15,20 $\mu\text{m}/\text{m}$	14,90 $\mu\text{m}/\text{m}$	14,49 $\mu\text{m}/\text{m}$

Tab. 7-1: Standardabweichung der Mediane von temperaturkompensierten Messwerten ( $\sigma_{comp}$ )

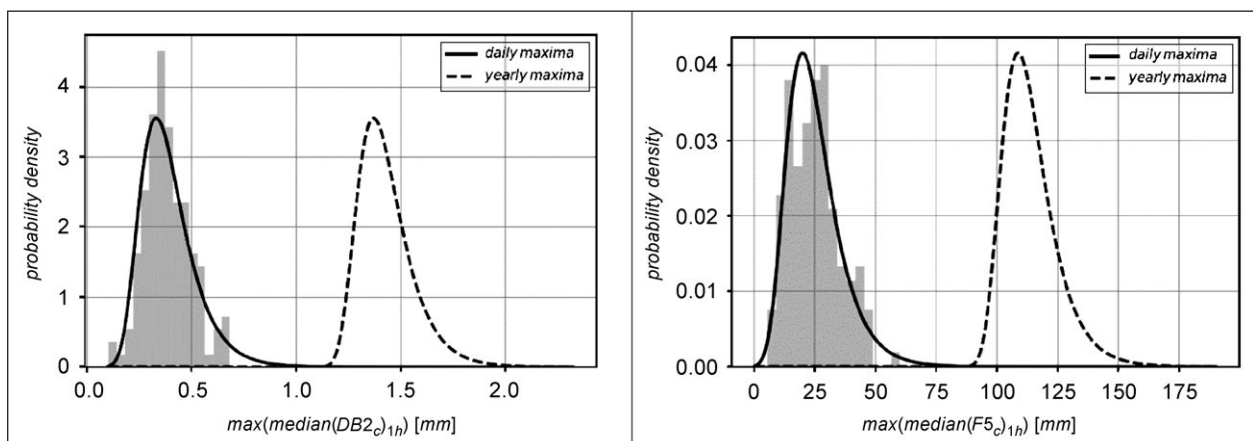


Bild 7-11: Extremwertverteilungen der Tagesmaxima und Jahresmaxima von 1h-Medianen der temperaturkompensierten Durchbiegung (links) und Dehnung (rechts)

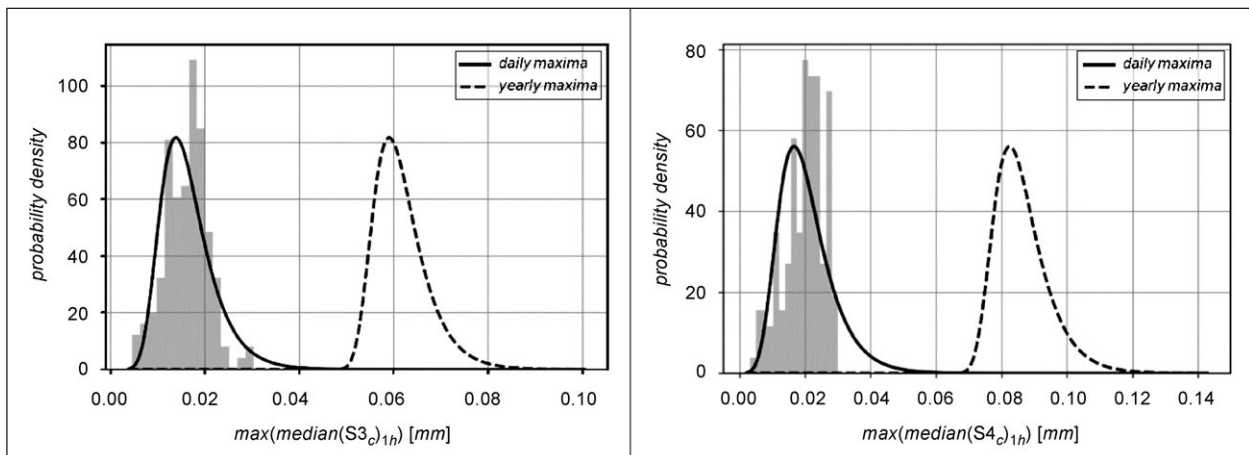


Bild 7-12: Extremwertverteilungen der Tagesmaxima und Jahresmaxima von 1h-Medianen der temperaturkompensierten Rissweiten an 2 Messstellen

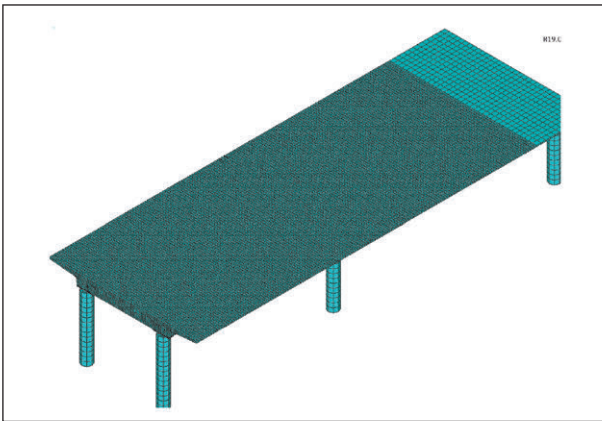


Bild 7-13: Volumenmodell des Tragwerks

### 7.3 Nichtlineare FE-Modellierung

Um den Zusammenhang zwischen messbaren Indikatoren und der Tragfähigkeit herzustellen, müssen die Tragwerkszustände in einzelnen Versagensszenarien (Biegeversagen, Schubversagen) simuliert werden. Nur mit dieser Information können von den Messdaten Rückschlüsse auf die Zuverlässigkeit des Tragwerks gezogen werden. Dazu eignet sich die nichtlineare Finite-Elemente Modellierung, denn das Tragwerksverhalten wird vor dem Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit stark nichtlinear.

#### 7.3.1 Das Modell

Für die nichtlineare Modellierung wurde in ANSYS 19 ein 3-dimensionales FE-Modell erstellt. Der Oberbau wurde mit Volumenelementen (solid186) abgebildet. Der Träger wurde detailliert nachgebaut, wobei nur relativ kleine Vereinfachungen getroffen wurden, wie beispielsweise das Vernachlässigen

der Querneigung des Querschnitts, sowie der Bewehrung im Endquerträger (Bild 7-14). Das Modell setzt sich aus Elementen einer Größe von ca. 15 x 15 x 25 cm zusammen. Es umfasste die letzten zwei Felder der 9-feldrigen Brücke. Die Simulationen konzentrierten sich auf das letzte Feld, in dem auch der Großteil der Sensoren der Überwachungsanlage installiert war. Die Steifigkeit der im Modell nicht erfassten Felder wurde durch entsprechende Randbedingungen ersetzt. Die Auflager bei Pfeiler 8 und beim Widerlager B wurden in Längsrichtung verschiebbar ausgeführt.

Im Großteil des Modells wurden Elemente mit nichtlinearen Materialmodellen verwendet. Um die schlaffe Bewehrung zu simulieren, wurden die im Träger verbauten Bewehrungsmengen als diskrete Stäbe eingebaut. Dabei wurden die Abstände zwischen den Bewehrungsstäben an das vorhandene Elementennetz angepasst. Die Stäbe wurden mit einem äquivalenten Durchmesser modelliert, sodass die Gesamtmenge der Bewehrung mit der im Plan ausgewiesenen Mengen übereinstimmt. Der so entstandene Bewehrungskorb ist in Bild 7-15 links dargestellt.

Die Vorspannung (siehe Bild 7-15 rechts) wurde mit Stabelementen entlang ihrer tatsächlichen Lage im Bauwerk eingefügt, und diese wurden mit den Betonelementen verbunden. In den Spannprotokollen der Ausführungsdokumentation ist eine Vorspannung von etwa 550 MPa verzeichnet. Im Modell wurde eine Vorspannung von 480 MPa aufgebracht, um Spannungsverluste zu berücksichtigen. Mit dieser Vorspannung waren die Durchbiegungen im Lastfall der ständigen Lasten sehr gering und es kam auch zu keiner Aufwölbung.

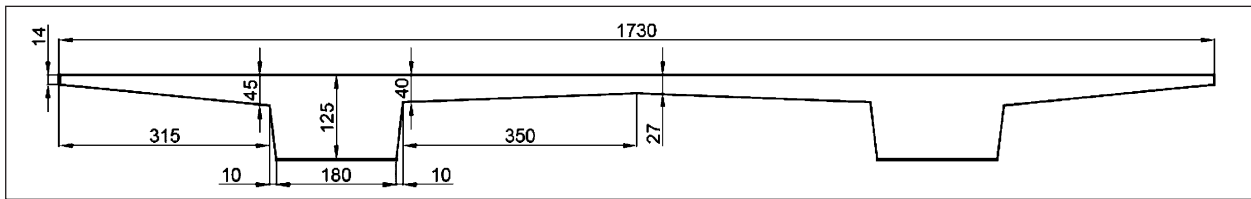


Bild 7-14: Abmessungen des zweistegigen Plattenbalkens im Querschnitt

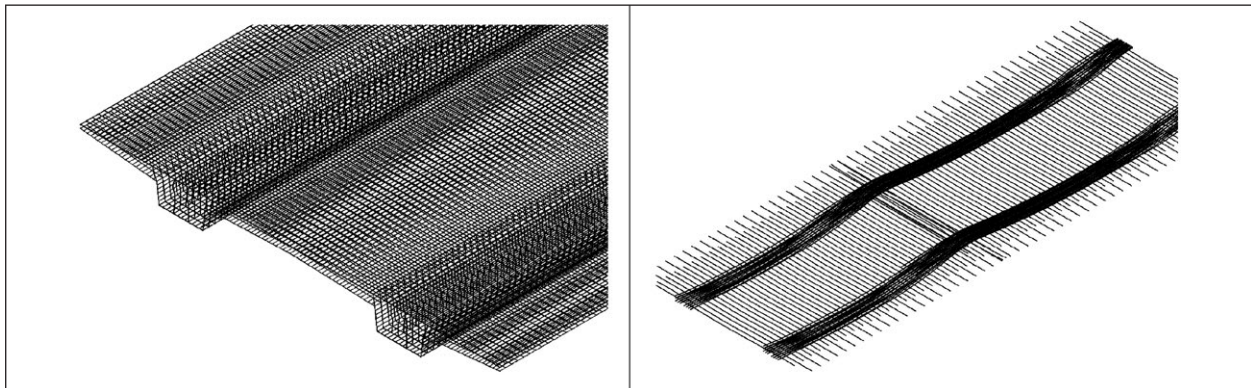
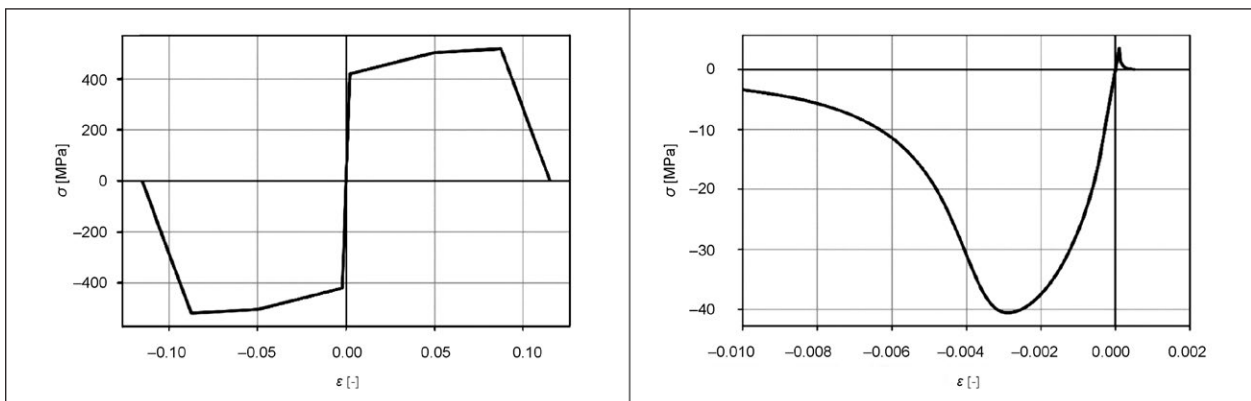


Bild 7-15: Modellierte schlaaffe Bewehrung (links), sowie Längs- und Quervorspannbewehrung (rechts)

Bild 7-16:  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramme der Materialien; multilineares Materialmodell des Stahls, hier dargestellt für die schlaaffe Bewehrung (links) und nichtlineares Materialmodell für den Beton (rechts)

Material	Bezeichnung in Plänen	Mittelwerte der Materialeigenschaften
Beton linear	B 450	$E_{cm} = 35.000 \text{ MPa}$
Beton nichtlinear	B 450	$E_{cm} = 35.000 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 3,53 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 40,6 \text{ MPa}$
Stahl der schlaaffen Bewehrung	ST II	$E = 200.000 \text{ MPa}$ $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$
Stahl der Vorspannbewehrung	Sigma Stahl 80/105	$E = 200.000 \text{ MPa}$ $f_{pm} = 1.092 \text{ MPa}$

Tab. 7-2: Eigenschaften der verwendeten Materialien

Die Materialien wurden mit ihren nichtlinearen Eigenschaften simuliert. Der Stahl wurde durch ein multilineares Modell abgebildet (Bild 7-16 links). Für den Beton wurde ein nichtlineares Modell von Multi-Plas verwendet (Bild 7-16 rechts). Die wichtigsten

Parameter der Materialmodelle sind in Tabelle 7-2 zusammengefasst.

Zur Berechnung der Brückenverformung unter verschiedenen Verkehrslasten wurde die Last an ver-

schiedenen Stellen aufgebracht. Dabei wurde die Verkehrslast auf der Fläche des Belastungsfahrzeugs (Doppelachse) vom Lastmodells 1 des Eurocodes an die Brücke aufgebracht. Die Belastungsfläche wurde über dem rechten Steg des symmetrischen Querschnitts positioniert, dadurch wurde ein Durchstanzen der Fahrbahnplatte vermieden. Um ein Biege- und Schubversagen zu simulieren, wurden nichtlineare Berechnungen in vier Laststellungen durchgeführt. Bei der Biegebeanspruchung wurde die Belastungsfläche in der Feldmitte positioniert. Bei der Schubbeanspruchung wurde die Belastungsfläche im Abstand von 1,25 m (45°), 2,16 m (30°) und 3,43 m (20°) vom Lager positioniert (Bild 7-17).

Um das Berechnungsmodell zu überprüfen, wurden die Ergebnisse der zwei Messsysteme, welche im

Jahr 2013 auf der Brücke bei einer Probelastung appliziert waren, mit denen der Simulation bei gleicher Belastung verglichen (Details zur Probelastung und den Messsystemen sind in [54] ersichtlich). Bei dem Vergleich wurde die Lastposition B3 als Referenz verwendet und die Differenzen zu dieser Lastposition wurden ausgewertet. Im Folgenden werden die Messergebnisse der Laststellungen B1 bis B5 dargestellt und den Simulationsergebnissen der Laststellungen B3-B5 gegenübergestellt.

Der Vergleich zeigt (Bild 7-18), dass die Ergebnisse für die Durchbiegung im Feldbereich (DB1, DB2) sehr gut zusammenpassen. Im Falle des Sensors S1 scheinen die Unterschiede recht groß zu sein, allerdings ist die gemessene Dehnung bei den Schubsensoren sehr klein, und die Messgenauig-

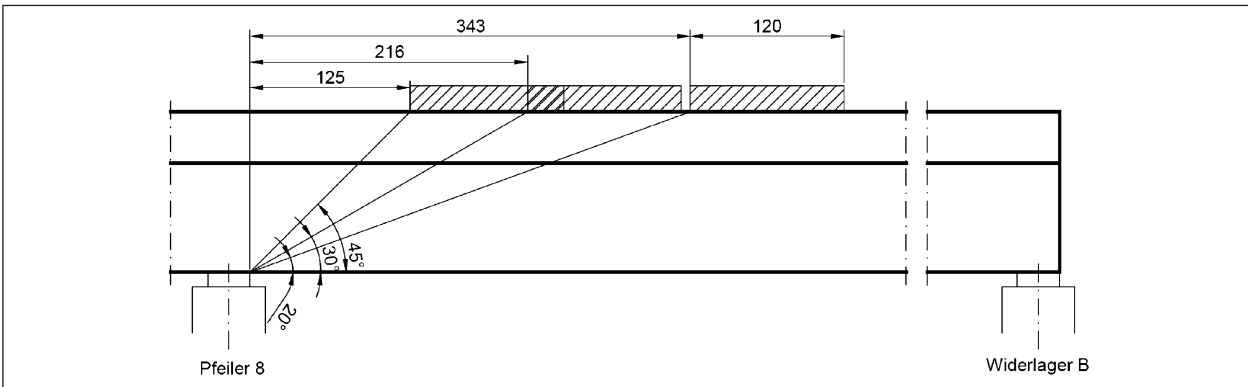


Bild 7-17: Lastpositionen bei der Schubbeanspruchung

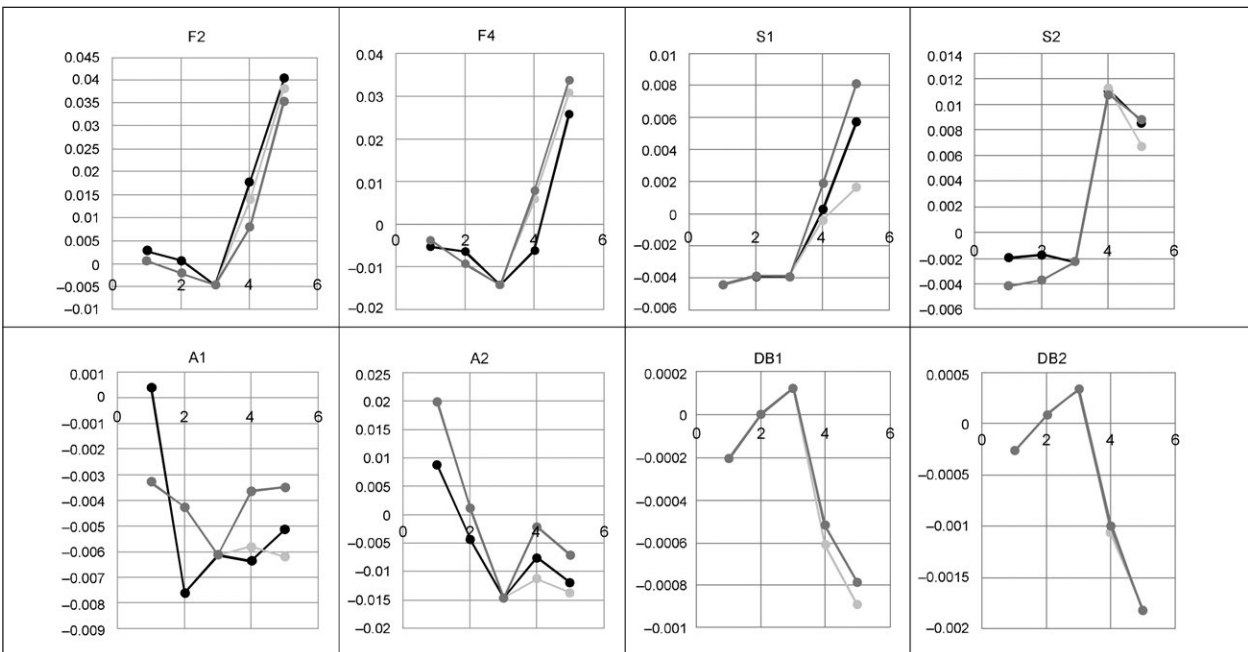


Bild 7-18: Vergleich der Messergebnisse der Probelastung mit den Simulationsergebnissen (Ergebnisse der Kurzzeitmessung (Dunkelgrau), Ergebnisse der Langzeitmessung (mittlerer Grauton) und Ergebnisse der Simulation (Hellgrau)); Dehnungen (Sensoren F, S und A) in [%], Durchbiegungen (Sensoren DB) in [m]

keit könnte hier eine Rolle spielen. Relativ große Abweichungen gibt es bei Sensor A1 am Steg im Auflagerbereich direkt unter der Fahrbahnplatte. Hier entsteht der Unterschied möglicherweise aufgrund der im Modell nicht dargestellten Tragwirkung der Brückenausrüstung und der Asphaltsschicht. Allerdings ist auch ein Messfehler nicht ausgeschlossen da die beiden Messsysteme (Kurzzeitmessung und Langzeitmessung) im Vergleich widersprüchliche Ergebnisse liefern, obwohl beide Sensoren an derselben Stelle befestigt wurden.

### 7.3.2 Biegemomentversagen

Bei Biegebelastung zeigen sich die ersten plastischen Verformungen noch vor Erreichen der charakteristischen Belastung  $Q_k$ . Dies ist am Abweichen der Durchbiegung bei der Berechnung mit linearen und nichtlinearen Materialien ersichtlich.

Bei der Berechnung mit Mittelwerten der Materialeigenschaften zeigt sich, dass man mit ersten Rissen ab einer Belastung von etwa 2.000 kN rechnen

soll. Rissweiten von etwa 0,3 mm treten ab 2.500 kN auf. Weiterhin beginnen die ersten Bewehrungsstäbe ab einer Last von 4.310 kN, und die Vorspannung ab einer Last von zirka 5.700 kN zu fließen. Im Bereich, in dem es zur höchsten Biegebeanspruchung kommt, ist die Vorspannung in drei Lagen positioniert. Bis zum Abbruch der Berechnung durch nicht-Konvergenz bei der Last von 6.198 kN sind alle Vorspannstäbe bis auf den einzigen, am höchsten im Balken liegenden, im plastischen Bereich.

Bei Biegebeanspruchung liefern die Dehnungssensoren im Feldbereich (F) kontinuierlich Werte, mit denen sich die aktuelle Belastung gut abschätzen lässt. Auch plastische Verformungen sind hier, wie auch bei der Messung der Durchbiegung, gut zu erkennen (siehe Bild 7-19 und Bild 7-20). Im Gegensatz dazu werden die Schubrisse beim Auflager durch die Biegebeanspruchung erst wesentlich aktiviert (Bild 7-20 links).

Wie bereits erwähnt, treten ab etwa 2.000 kN Last Risse an der Balkenunterseite auf; bei der charak-

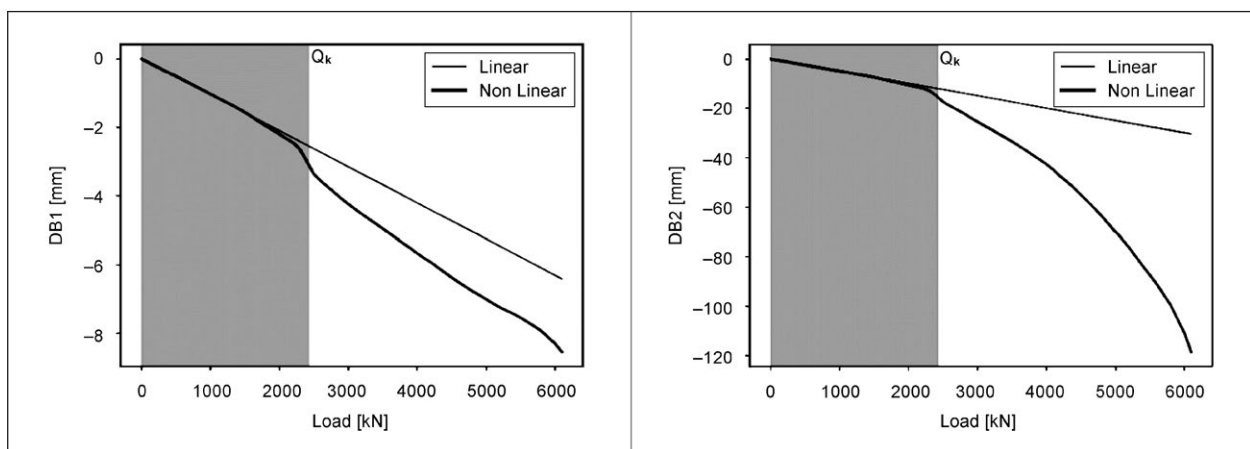


Bild 7-19: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 unter Biegebeanspruchung

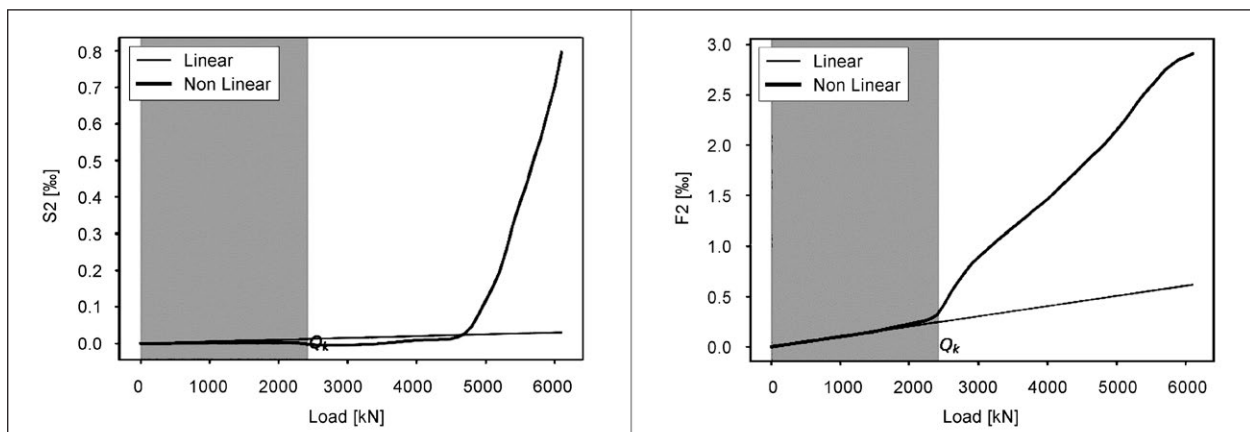


Bild 7-20: Dehnungswerte der Sensoren S2 (im Schubbereich) (links) und F2 (in Feldmitte) (rechts) unter Biegebeanspruchung



teristischen Belastung  $Q_k = 2.421 \text{ kN}$  haben diese Weiten von zirka  $0,25 \text{ mm}$  (Bild 7-21). Bei großen Belastungen bildet sich an der Oberfläche ein Rissbild in Form von zentrischen Kreisen um den Belastungsmittelpunkt aus (siehe Bild 7-22). Rissweiten sind hier größer  $1 \text{ mm}$ . Zu großen klaffen-

den Rissen von mehreren Millimetern Rissweite kommt es im Bereich der Querbalken, und hier wiederum speziell am Widerlager. Außerdem sind große Risse zwischen Platte und Balken zu beobachten.

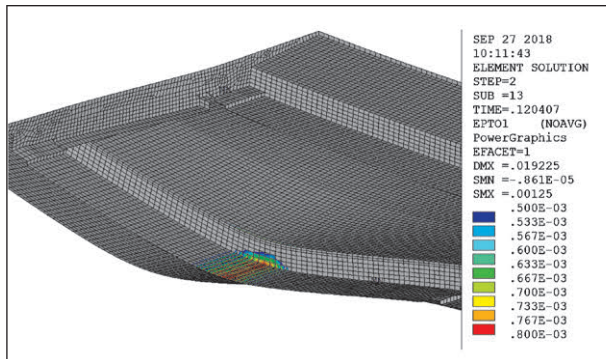


Bild 7-21: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen der Brücke bei Biegebeanspruchung unter charakteristischer Last  $Q_k$ ; farblich dargestellt sind Dehnungen, bei denen Risse zu erwarten sind

Um die Streuung der Ergebnisse vereinfacht abschätzen zu können, wurden Simulationen mit 5%- und 95%-Quantilen der Materialkennwerte durchgeführt. Die verwendeten Festigkeiten sind in Tabelle 7-3 aufgelistet.

Die in Bild 7-23 dargestellten Durchbiegungen zeigen das Ausmaß der Auswirkung der Erhöhung der Materialkennwerte auf das 95 % bzw. die Abminderung der Materialkennwerte auf das 5 % Perzentil. Der Unterschied der Durchbiegung bei gegebener Last zwischen dem 5 % und 95 % Perzentil beträgt in etwa bis zu 50 %. Unterschiede ähnlichen Ausmaßes sind auch für alle weiteren Sensoren zu verzeichnen.

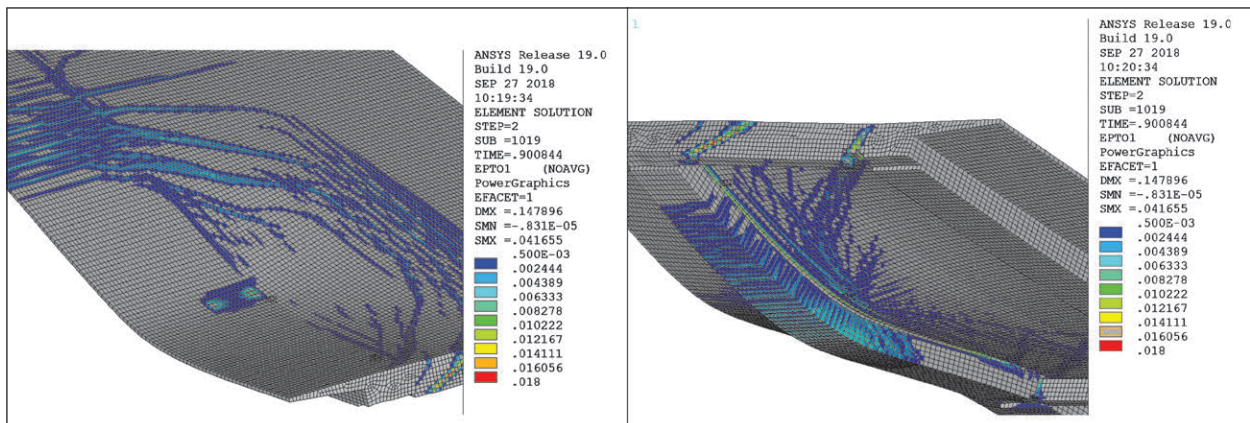


Bild 7-22: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen der Brücke und der Fahrbahnplatte (links) und an der Unterseite (rechts) bei Biegebeanspruchung kurz vor dem Versagen (bzw. nicht-Konvergenz der Lösung); farblich dargestellt sind Dehnungen, bei denen Risse zu erwarten sind

Material	Verwendete 5%-Quantile	Verwendete 95%-Quantile
Linearer Beton	$E_{c,5\%} = 28.470 \text{ MPa}$	$E_{c,95\%} = 39.680 \text{ MPa}$
Nichtlinearer Beton	$E_{c,5\%} = 28.470 \text{ MPa}$ $f_{ct,5\%} = 1,83 \text{ MPa}$ $f_{c,5\%} = 27,62 \text{ MPa}$	$E_{c,95\%} = 39.680 \text{ MPa}$ $f_{ct,95\%} = 5,03 \text{ MPa}$ $f_{c,95\%} = 48,9 \text{ MPa}$
Stahl der schlaffen Bewehrung	$E = 200.000 \text{ MPa}$ $f_{y,5\%} = 370,66 \text{ MPa}$	$E = 200.000 \text{ MPa}$ $f_{y,95\%} = 469 \text{ MPa}$
Stahl der Vorspannbewehrung	$E_p = 200.000 \text{ MPa}$ $f_{p,5\%} = 1.046,84 \text{ MPa}$	$E_p = 200.000 \text{ MPa}$ $f_{p,95\%} = 1.136,63 \text{ MPa}$

Tab. 7-3: Verwendete Materialeigenschaften bei Berechnungen mit Quantilwerten

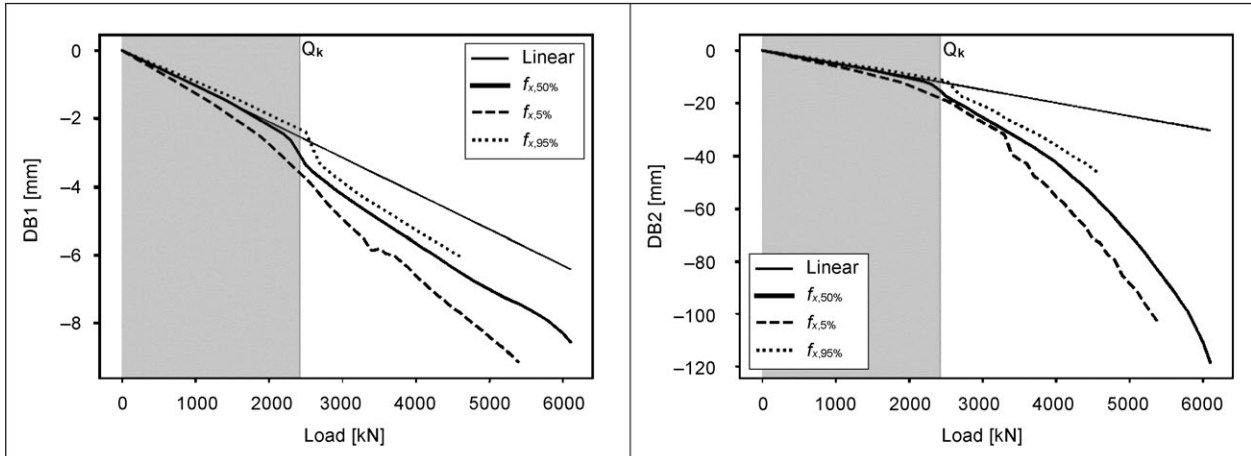


Bild 7-23: Deformation im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 bei Biegebelastung für 5%-, 50%- und 95%-Quantile der Materialkennwerte

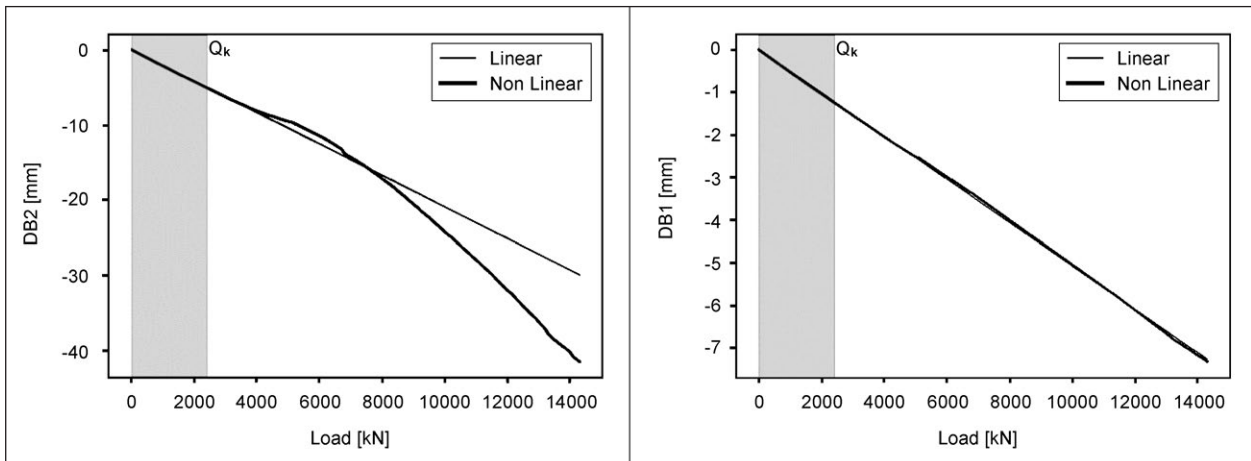


Bild 7-24: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 unter Schubbeanspruchung 1,25 m vom Lager entfernt (45°)

### 7.3.3 Schubversagen

Bei der Schubbelastung zeigen sich die ersten plastischen Verformungen erst nach dem Erreichen der charakteristischen Belastung  $Q_k$ . Da die Schubbelastung mit verschiedenen Lastpositionen durchgeführt wurde, werden im Folgenden die Ergebnisse nacheinander vorgestellt, beginnend mit der Laststellung 1,25 m (45°) vom Pfeiler 8 entfernt (Bild 7-17).

In Bild 7-24 ist zu sehen, dass das nichtlineare Modell bis etwa 7.500 kN für eine kleinere Durchbiegung im Bereich der Durchbiegungsmessung DB2 sorgt. Plastische Verformungen treten erst wesentlich später im Vergleich zur Biegebelastung auf. Die hohe Kapazität bei dieser Laststellung ist unter anderem auf die Nähe der einleitenden Kräfte zum Pfeiler zurückzuführen.

Bei der Berechnung mit Mittelwerten der Materialkennwerte zeigt sich, dass man mit ersten Rissen ab einer Belastung von etwa 3.200 kN rechnen soll. Rissweiten von etwa 0,3 mm treten ab 4.700 kN auf. Die ersten Bewehrungsstäbe beginnen ab einer Last von 5.080 kN, die ersten Stäbe der Schubbewehrung ab 6.600 kN und die Vorspannung ab einer Last von ca. 13.000 kN zu fließen.

Im Gegensatz zur Biegebelastung findet die Lastabtragung nur zu einem sehr geringen Anteil über den zweiten Steg statt, dadurch plastifiziert dieser zu keinem Zeitpunkt der Simulation und zeigt ein lineares Verhalten (Bild 7-24 rechts).

Das Rissbild (siehe Bild 7-25) bei Maximallast an der Fahrbahnoberfläche ist hier vor allem im Bereich vom Pfeiler 8 sehr ausgeprägt. Rissweiten von größer 1 mm werden hier erreicht. Auch hier bil-

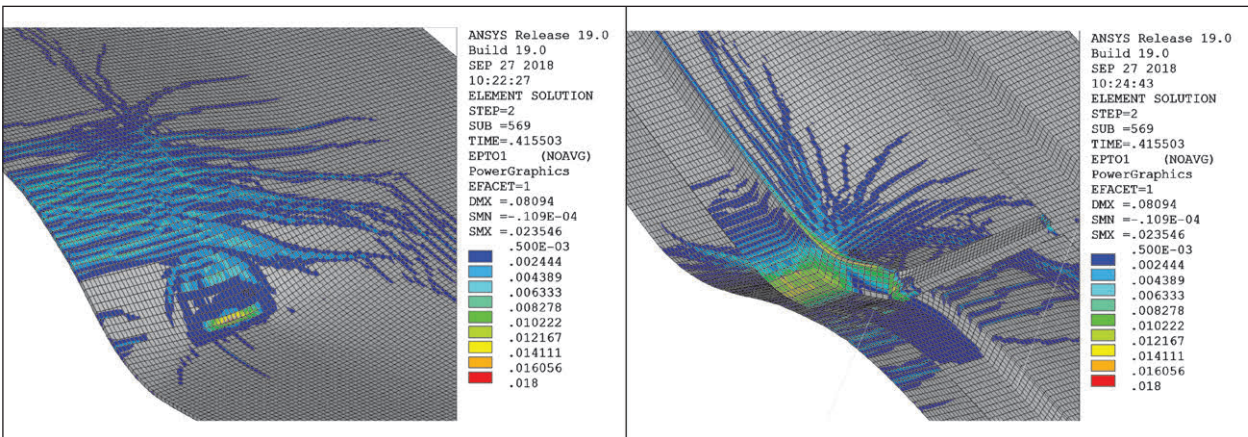


Bild 7-25: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen der Brücke und der Fahrbahnplatte (links) und an der Unterseite (rechts) bei Schubbeanspruchung 1,25 m vom Lager entfernt (45°), bei der maximalen gerechneten Last; farblich dargestellt sind Bereiche mit Dehnungen bei denen Risse zu erwarten sind

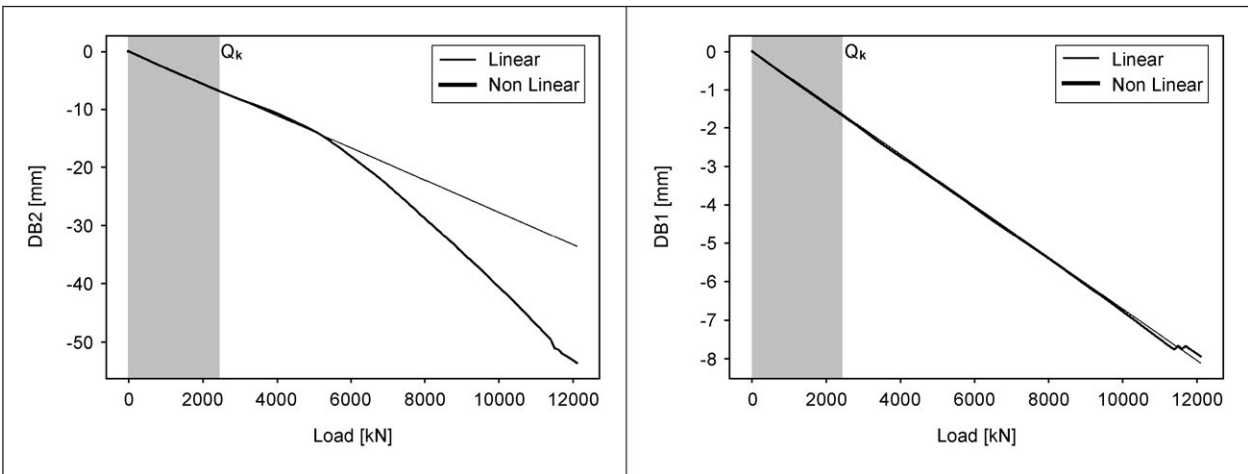


Bild 7-26: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 unter Schubbeanspruchung 2,15 m vom Lager entfernt (30°)

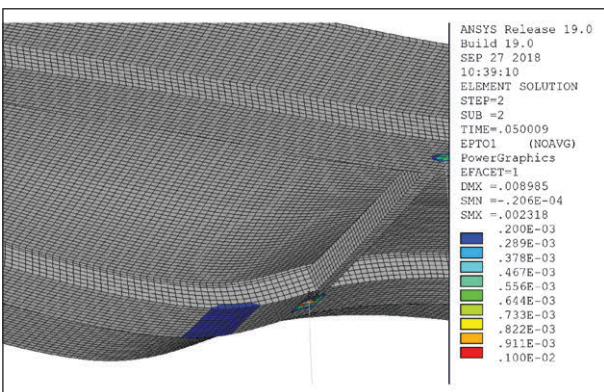


Bild 7-27: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen an der Unterseite bei Schubbeanspruchung 2,15 m vom Lager entfernt (30°) unter charakteristischer Last  $Q_k$ ; farblich dargestellt sind Bereiche mit Dehnungen bei denen Risse zu erwarten sind

Im Falle der Belastung im Abstand von 2,16 m (30°) (Bild 7-17) zeigt sich eine frühere Ausbildung von Rissen. Auch hier ist zu sehen, dass plastische Verformungen erst wesentlich später als bei Biegebelastung aufzutreten beginnen.

Bei der Berechnung mit den Mittelwerten der Materialkennwerte zeigt sich, dass man mit ersten Rissen ab einer Belastung von etwa 2.400 kN rechnen soll. Rissweiten von etwa 0,3 mm treten ab 3.370 kN auf. Die ersten Bewehrungsstäbe beginnen ab einer Last von 4.100 kN, die ersten Stäbe der Schubbewehrung ab 6.460 kN und die Vorspannung ab einer Last von zirka 10.030 kN zu fließen. Auch hier befindet sich der zweite Steg stets im linearen Bereich (Bild 7-26 rechts).

det sich an der Unterseite zwischen Steg und Platte ein großer Riss aus. Die Rissweite an der Unterseite des Steges liegt bei etwa 3 mm.

Bei der charakteristischen Last  $Q_k$  ist mit keinen sichtbaren Rissen zu rechnen, jedoch beginnen sich diese gerade zu bilden. Dass Rissbild (siehe

Bild 7-28) bei Maximallast ähnelt jenem der vorherigen Laststellung sehr stark.

Bei der Schubbeanspruchung lassen sich am Sensor im Auflagerbereich unten (A2) die plastischen Verformungen gut erkennen (siehe Bild 7-29). Wider Erwarten sind Verformungen durch Schubbeanspruchung im Schubfeld erst wesentlich später erkennbar.

Um die Streuung der Ergebnisse abzuschätzen, wurden auch hier Simulationen mit dem 5%- und 95%-Quantil der Materialkennwerte durchgeführt (siehe Tabelle 7-3). Im Allgemeinen ändert sich das Tragverhalten durch die Abminderung bzw. Erhöhung der Materialkennwerte bei dieser Laststellung relativ wenig. Die Durchbiegung des Balkens unter der Belastung ist im Falle der schlechteren Materia-

lien bei Maximallast um etwa 10 mm größer als jene die mit den 95%-Quantilwerten erzielt wurde.

Als dritte Position der Schubbelastung wurde ein Winkel von  $20^\circ$  gewählt, dies entspricht einem Abstand von 3,43 m (Bild 7-17). Im Vergleich zu den anderen Laststellungen sinkt die maximale Last, bei der es zur nicht-Konvergenz kommt, weiter. Bei der Berechnung mit den 5%-Quantilen der Materialkennwerte zeigt sich, dass man mit ersten Rissen ab einer Belastung von etwa 1.330 kN rechnen soll. Rissweiten von etwa 0,3 mm treten erst bei Lasten größer der charakteristischen Last  $Q_k$  ab 3.160 kN auf. Die ersten Bewehrungsstäbe beginnen ab einer Last von 3.820 kN, die ersten Stäbe der Schubbewehrung ab 5.050 kN und die Vorspannung ab einer Last von zirka 6.180 kN zu fließen. Durchbiegungen (Bild 7-31) sind hier wesentlich höher, was neben

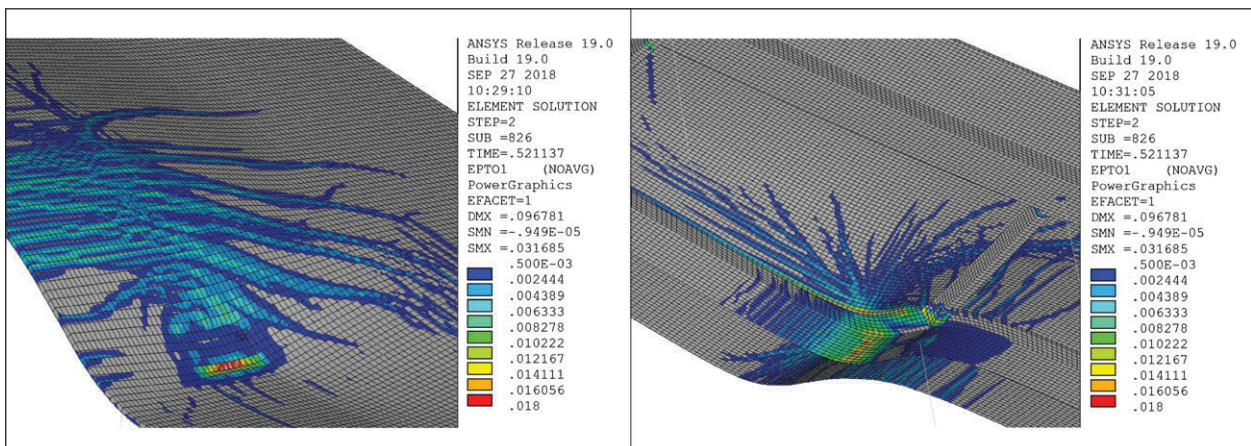


Bild 7-28: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen und der Fahrbahnplatte (links) und an der Unterseite (rechts) bei der Schubbeanspruchung; Lastposition ist 2,15 m vom Lager entfernt ( $30^\circ$ ), bei der gerechneten Maximallast; farblich dargestellt sind Bereiche mit Dehnungen, bei denen Risse zu erwarten sind

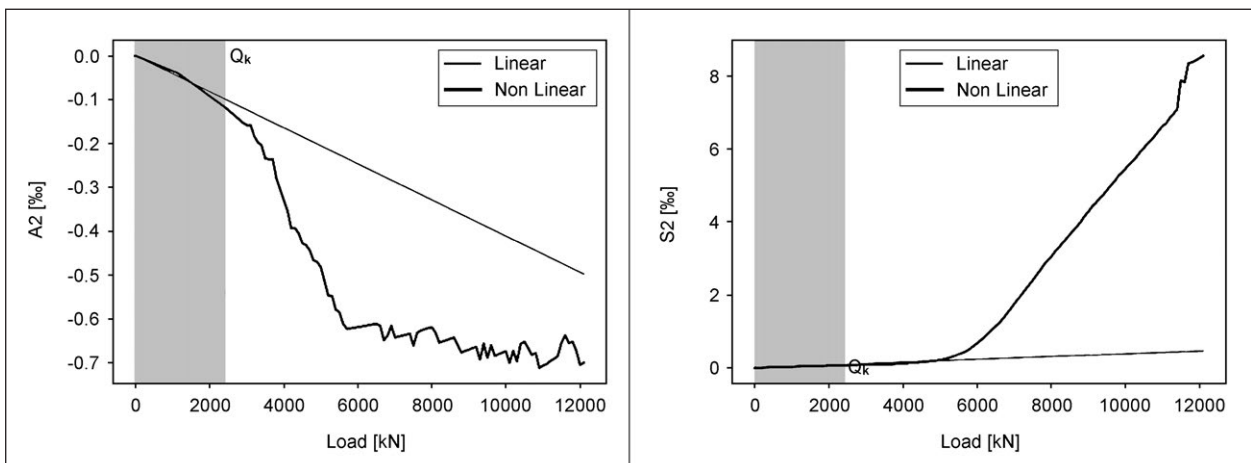


Bild 7-29: Dehnungswerte im Bereich der Sensoren A2 im Auflagerbereich (links) und S2 im Schubbereich (rechts) unter Schubbeanspruchung bei der Lastposition  $30^\circ$

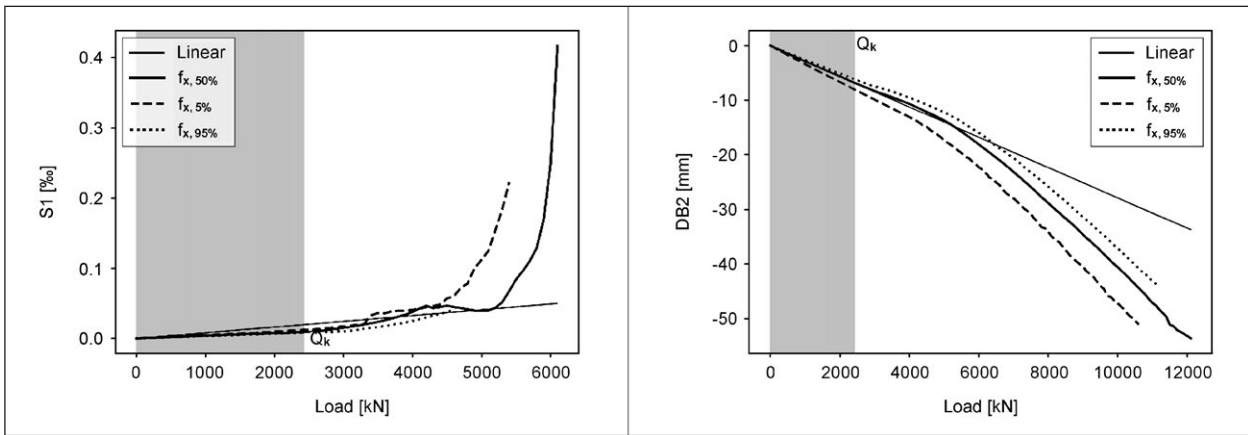


Bild 7-30: Deformation im Feld 9-B bei den Sensoren S1 und DB2 bei der Schubbeanspruchung; Laststellung 2,15 m vom Lager entfernt (30°) für das 5%-, 50%- und 95%-Quantil der Materialfestigkeiten

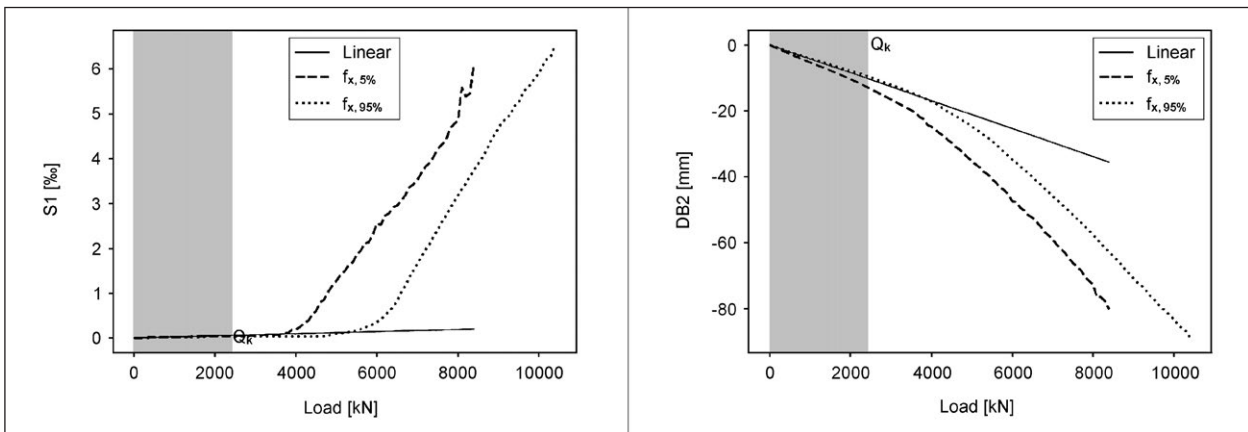


Bild 7-31: Deformation im Feld 9-B bei den Sensoren S1 und DB2 bei Schubbeanspruchung; Laststellung 3,43 m vom Lager entfernt (20°) für das 5%-, 50%- und 95%-Quantil der Materialfestigkeiten

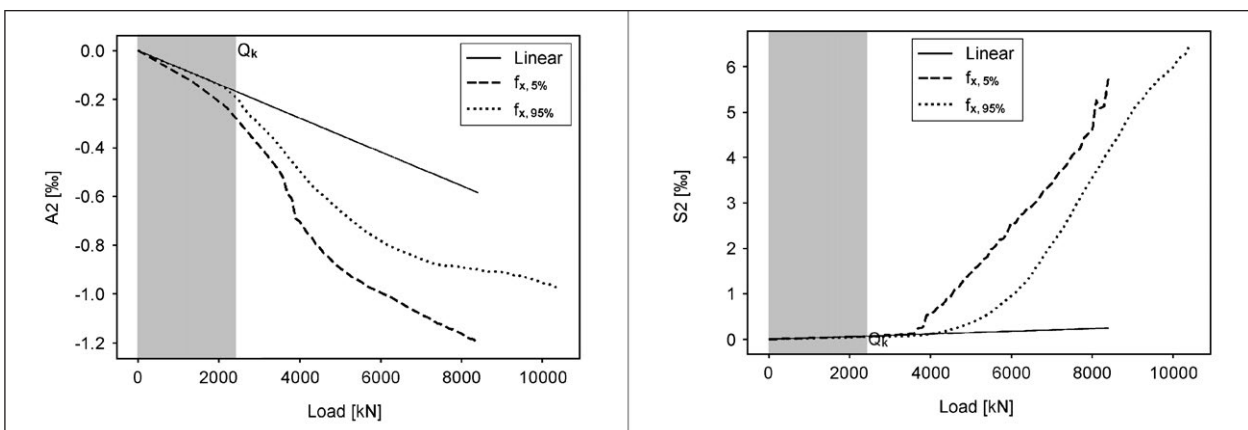


Bild 7-32: Dehnungswerte im Bereich der Sensoren A2 im Auflagerbereich (links) und S2 im Schubbereich (rechts) unter Schubbeanspruchung 20° für das 5%- und das 95%-Quantil der Materialfestigkeiten

der größeren Steigung im linearen Belastungsbereich auch auf die deutlich frühere Plastifizierung sowohl der schlaffen Bewehrung als auch der Vorspannbewehrung zurückzuführen ist. Wie auch in den anderen Fällen der Schubbeanspruchung wird die Fließgrenze im zweiten Steg nicht erreicht.

Beim Betrachten der Dehnungswerte im Bereich der Schubsensoren (Bild 7-32) zeigt sich, dass ab dem Erreichen der Fließgrenze des Stahls die Dehnungswerte deutlich steigen.

### 7.3.4 Einfluss von Korrosion

Als mögliches Schädigungsszenario des Bauwerks wurde die chloridinduzierte Bewehrungsstahlkorrosion angenommen, wobei eine Reduktion des Bewehrungsdurchmessers simuliert wurde. Mit der Korrosion der Stäbe einhergehende Effekte, wie die Abnahme des Verbundes oder das Abplatzen der Betondeckung wurden vernachlässigt. Die zur Abschätzung der Durchmesserreduktion nötigen Modelle wurden aus Duracrete [17] herangezogen. Es wurde davon ausgegangen, dass die Umwelteinflüsse auf das gesamte Bauwerk gleich sind, sprich die Bewehrungsreduktionen treten gleichmäßig auf. Da die Vorspannung im Biegebereich nur eine Betondeckung von 52 mm hat, wurde für die Belastungen im Biegebereich auch die Vorspannung korrodiert. Für die Belastungen im Schubbereich wurde die Vorspannung als vollständig intakt angenommen, da sich die Stäbe in diesem Bereich entweder tief im Beton des Steges bzw. unter der Abdichtung der Fahrbahnplatte befinden. Die Betondeckung für die schlaffe Bewehrung wurde laut Plan mit 3 cm für untenliegende

und mit 5 cm für seitlich liegende Stäbe angenommen.

Die Berechnung der Initialzeit und der Durchmesserreduktion wurde mit Mittelwerten der Parameter durchgeführt. Die Eingangswerte sind in Tabelle 7-4 dargestellt. Die Korrosion, und damit die Durchmesserreduktion, beginnt ab dem Erreichen des kritischen Chloridgehalts auf Bewehrungs- bzw. Vorspannungsniveau (siehe Bild 7-33 sowie Tabelle 7-5). Es wurden alle Zahlenwerte bis auf die Oberflächenchloridkonzentration aus Duracrete entnommen. Für die Oberflächenchloridkonzentration wurden Messwerte an einer Brücke in Wien [42] herangezogen. Folgende Formeln wurden zur Berechnung herangezogen.

$$C_x = C_{SN} \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_a(t)} \cdot t} \right] \quad \text{Gl. 7-5}$$

$$D_a(t) = k_e \cdot k_t \cdot k_c \cdot D_0 \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \quad \text{Gl. 7-6}$$

$$V_{Corr} = \frac{m_0}{\rho} \cdot F_{Cl} \cdot F_{Galv} \quad \text{Gl. 7-7}$$

Variable	Bezeichnung	Verteilungstyp	Mittelwert	weitere Parameter
$C_x$	Chloridgehalt beim Bewehrungsstahl [gew. % Cl-/Bindemittel]			
$C_{SN}$	Oberflächenchloridgehalt [gew. % Cl-/Bindemittel]	Lognormal	$mean = 2,8$	$SD = 3,1$
$C_{crit}$	Kritischer Chloridgehalt [gew. % Cl-/Bindemittel]		$mean = 0,5$	$SD = 0,1$
$x$	Betondeckung [mm]	Deterministisch		
$D_a$	Aktueller Chloriddiffusionskoef.			
$k_e$	Umweltfaktor	Gamma	$mean = 0,676$	$SD = 0,114$
$k_t$	Test Method Faktor	Normal	$mean = 0,832$	$SD = 0,024$
$k_c$	Aushärtungsfaktor	Deterministisch	1	
$D_0$	Chloridmigrationskoeffizient [ $m^2/s$ ]	Normal	$\mu = 10 \cdot 10^{-12}$	$V_{90\%} = 28,5 \cdot 10^{-12}$
$t_0$	Referenzzeit [a]	Deterministisch	0,0767	
$t$	Expositionszeit [a]		0 – 100	
$n$	Alterungsfaktor	Beta	$mean = 0,37$	$SD = 0,07$ $a = 0$ $b = 1$
$V_{Corr}$	Korrosionsrate [mm/a]			
$m_0$	Konstante Korrosionsrate vs. Widerstand [ $\mu m \Omega m/a$ ]	Deterministisch	882	
$\rho$	potenzieller elektrolytischer Widerstand [ $\Omega m$ ]	Weibull	$mean = 90$	$SD = 90$
$F_{Cl}$	Chlorid Faktor	Lognormal	$mean = 0,83$	$SD = 1,71$
$F_{Galv}$	Faktor für den galvanischen Effekt	Normal	$mean = 9,28$	$SD = 1,71$

Tab. 7-4: Eingangswerte der Korrosionsberechnung inkl. Variablenbezeichnung

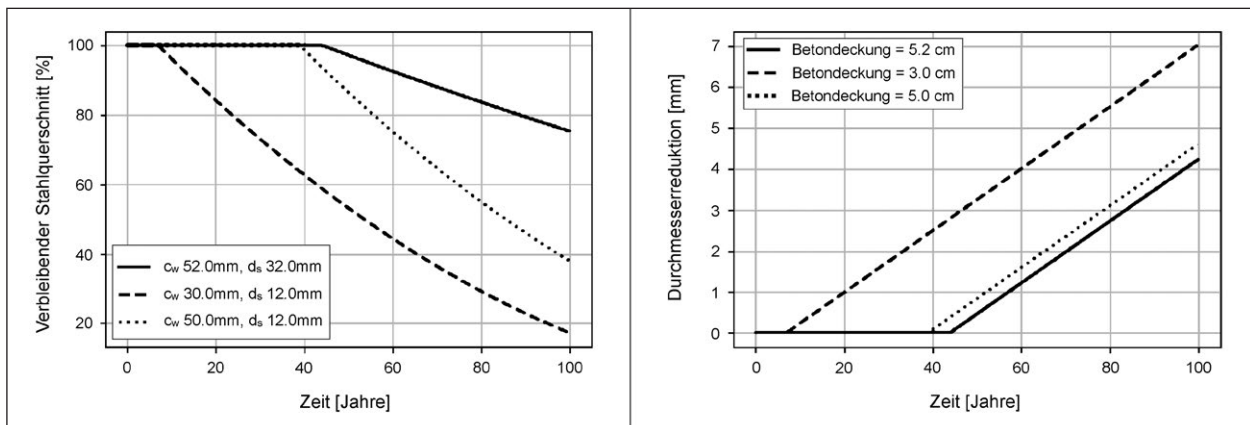


Bild 7-33: Reduktion des Stahlquerschnittes (links) und des Stahldurchmessers (rechts) durch Korrosion

Dauer der Chlorideinwirkung	Durchmesserreduktion [mm]		
	Unterseite	Seitlich	Vorspannung
25 Jahre	1,35	0	0
50 Jahre	3,24	0,83	0,45
75 Jahre	5,13	2,72	2,33
100 Jahre	7,72	4,60	4,23/0*

\* Der Durchmesser der Vorspannung wurde nur bei Biegemomentversagen reduziert

Tab. 7-5: Reduktion des Bewehrungs- bzw. Vorspanndurchmessers für die gewählten Zeitschritte

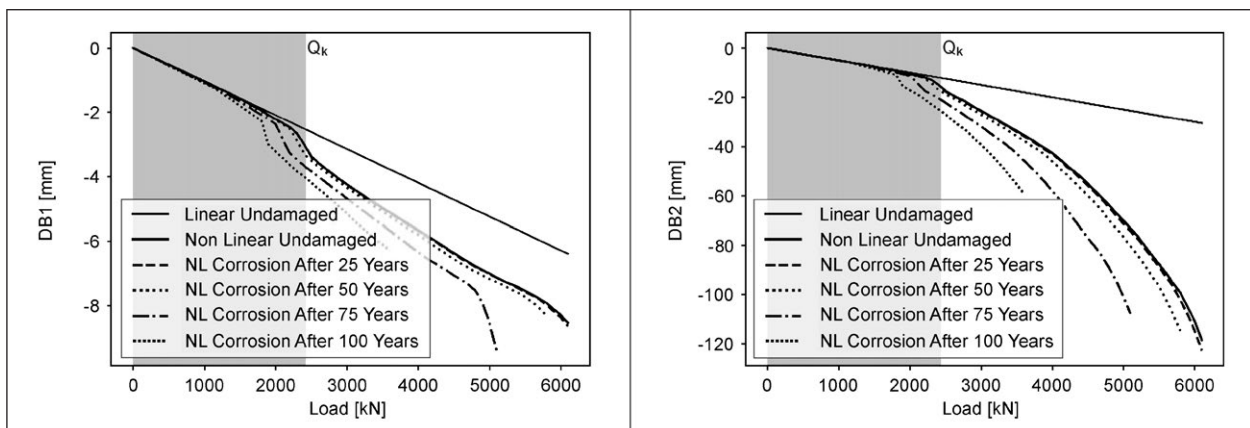


Bild 7-34: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 des korrodierten Bauwerks unter Biegebeanspruchung

Kommt es zu Korrosion im Biegebereich, ist auch die Vorspannung betroffen. Die plastischen Verformungen beim Erreichen der charakteristischen Last sind teilweise bereits erheblich. Für die Berechnungen mit 100-Jahren Chlorideinwirkung kommt es im Bereich zwischen Platte und Steg zu einem sehr konzentrierten Riss. An der Unterseite des Steges ergeben die Berechnungen Rissweiten von etwa 0,6 mm. Die Quantifizierung der maximal aufnehmbaren Last mit und ohne Korrosion ist nur schwer einzuschätzen, da die Konvergenzkriterien zu sehr unterschiedlichen Zeitpunkten nicht

mehr erfüllt werden. Beim Betrachten der Durchbiegungskurven (Bild 7-34) kann man aber von einem Kapazitätsverlust von mindestens 25 % ausgehen.

Die Bereiche, die die Dehnungen unter dieser Belastung am deutlichsten zeigen, liegen wie zu erwarten bei den Sensoren im Feld (F) (siehe Bild 7-35), ähnliche Ergebnisse liefern auch die Dehnungen im Bereich der Sensoren im Auflagerbereich (A).

Bei der Korrosion im Schubbereich wurde der Querschnitt der Vorspannung nicht reduziert. Hier ist auf-

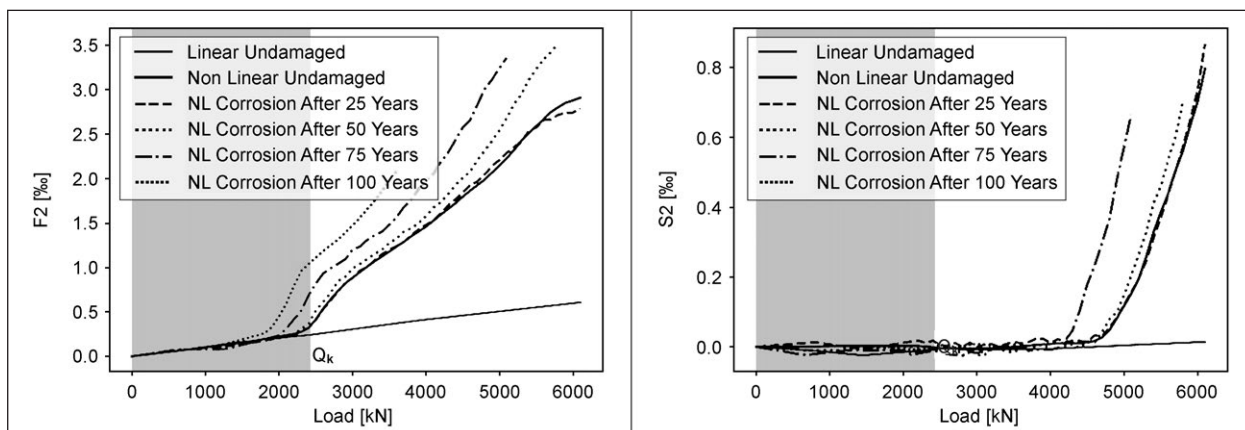


Bild 7-35: Dehnungswerte im Bereich der Sensoren S2 im Schubbereich (links) und F2 im Feld (rechts) unter Biegebeanspruchung und Korrosionsschädigung

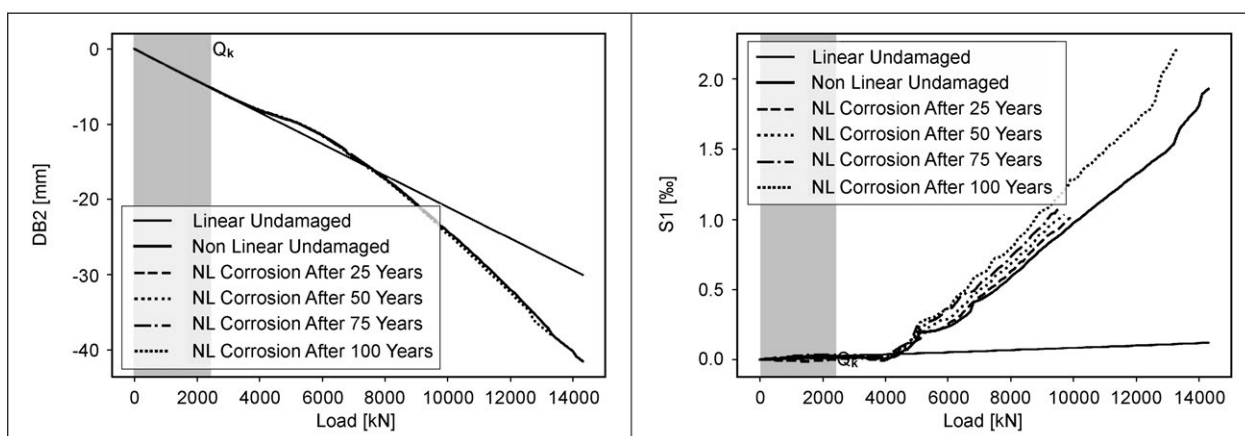


Bild 7-36: Durchbiegung im Feld 9-B beim Sensor DB2 (links) und beim Sensor S1 im Schubbereich (rechts) des korrodierten Bauwerks unter Schubbeanspruchung Laststellung 1,25 m (45°) vom Lager entfernt

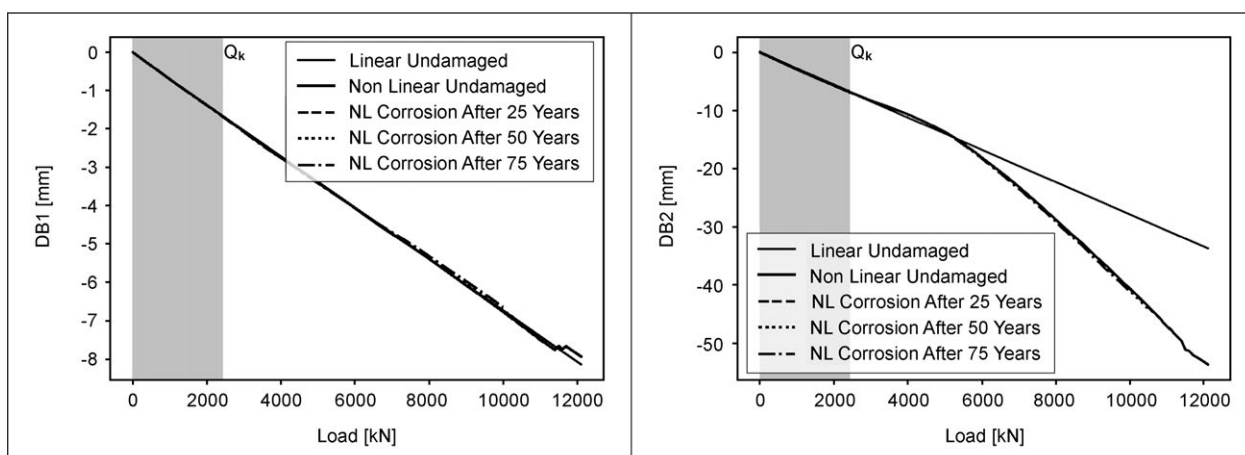


Bild 7-37: Durchbiegung im Feld 9-B im Bereich der Sensoren DB1 und DB2 des korrodierten Bauwerks bei Schubbeanspruchung; Laststellung 2,15 m vom Lager entfernt (30°) vom Lager entfernt

grund der verminderten schlaffen Bewehrung jedoch kaum eine Änderung des Tragverhaltens und -vermögens zu beobachten. Lediglich im Bereich der Sensoren im Schubbereich werden minimale

Unterschiede ersichtlich (Bild 7-36). Das Gleiche gilt auch für die Laststellung 2,15 m vom Lager entfernt (Bild 7-37).



### 7.3.5 Plastische Deformation

In den FE-Simulationen wurden ausschließlich monotone Belastungen simuliert und die dazugehörigen Durchbiegungs- und Dehnungswerte analysiert. Häufig ist allerdings die bleibende plastische Deformation von Interesse, da die Auswirkungen während der Belastung bei laufendem Verkehr schwer zu erfassen sind. Aufgrund von verschiedenen betontechnologischen Effekten tritt bei Entlastung eine Abflachung der Kraft-Verformungskurve ein. Da diese Effekte bei der Entlastung mit den hier verwendeten Materialmodellen der FE-Berechnung nicht Rechnung getragen werden kann, wurde die bleibende bzw. plastische Verformung nach der Entlastung mit einem empirischen Ansatz auf Bauteilebene abgeschätzt. Es wurden die empirischen Formeln für die Parameter  $rDisp$ ,  $rForce$  und  $uForce$  aus [31] ohne Berücksichtigung der Materialverschlechterung durch zyklische Belastung verwendet. Die Parameter  $rDisp$ ,  $rForce$  und  $uForce$  definieren die Form der Entlastungskurve (siehe Bild 7-38). Gleichungen zur Berechnung dieser Parameter, welche zur Beschreibung des Einschnürungseffekts (pinching) der Hysteresekurve bei zyklischer Belastung im Materialmodell „pinching4“ dienen, wurden in der obengenannten Publikation in einer Regressionsanalyse bestimmt.

Aus den folgenden Gleichungen (siehe auch Tabelle 7-6) resultieren für die gegebene Geometrie und Vorspannung die Werte:  $rDisp = 0,74$ ;  $rForce = 0,61$  und  $uForce = 0,38$ . Die Bestimmung der bleibenden Verformung ist in Bild 7-38 dargestellt.

$$rDisp = 1,11 + 27,80 \cdot \frac{A_{St}}{b \cdot s} - 0,5 \cdot e^{\frac{P}{A_g \cdot f'_c}} + 0,14 \cdot \ln\left(\frac{s \sqrt{f_{yl}}}{31,62 \cdot D_l}\right) - 1,12 \cdot \frac{f_{yl}}{1000} \quad \text{Gl. 7-8}$$

$$rForce = -0,67 + 0,43 \frac{s}{d} + 14,52 \cdot \frac{A_{St}}{b \cdot h} + 41,09 \cdot \frac{A_{St}}{b \cdot s} - 0,75 \frac{f_{yl}}{1000} \quad \text{Gl. 7-9}$$

$$uForce = -0,80 + 23,23 \cdot \frac{A_{St}}{b \cdot s} - 8,38 \cdot \frac{A_{St} \cdot f_{yt}}{A_g \cdot f'_c} + 1,96 \cdot \frac{f_{yl}}{1000} \quad \text{Gl. 7-10}$$

Auf diese Art und Weise lässt sich für jede Belastung eine bleibende Verformung bestimmen (Bild 7-39). Für die Biegebeanspruchung bedeutet das, dass zwar plastische Verformungen noch vor dem Erreichen der charakteristischen Last auftreten, diese jedoch relativ gering sind. Nach der Maximalbelastung von zirka 6.200 kN würde die Durchbiegung nach der Entlastung von 12 cm auf 3 cm zurückgehen. Die Dehnung im Bereich vom Sensor F2 geht auf etwa ein Viertel des ursprünglichen Wertes bei Last auf 0,7 ‰ zurück.

Bei Schubbeanspruchung ist die bleibende Verformung bei DB2 sehr klein. Dies liegt größtenteils an der geringen Abweichung der Durchbiegung unter Last vom Verhalten mit linearen Materialien. So beträgt die bleibende Durchbiegung bei DB2 für eine Erhöhung der Last um 2.000 kN ab dem Eintreten der ersten plastischen Verformungen bei Laststellung 45° lediglich 1,0 mm (Bild 7-40), bei Laststellung 30° 1,6 mm (Bild 7-41) und bei Laststellung 30° mit 5%-Quantilwerten der Materialkennwerte

Variable	Beschreibung
$A_{Sl}, A_{St}$	Fläche der Längs- bzw. der Schubbewehrung [mm <sup>2</sup> ]
$b, h$	Breite und Höhe [mm]
$s$	Stababstand der Schubbewehrung [mm]
$P$	Normalkraft [kN]
$A_g$	Bruttofläche [mm <sup>2</sup> ]
$f'_c$	Betondruckfestigkeit [MPa]
$f_{yl}, f_{yt}$	Streckgrenze der Längs- bzw. Schubbewehrung

Tab. 7-6: Variablen zur Berechnung der Parameter  $rForce$ ,  $rDisp$  und  $uForce$

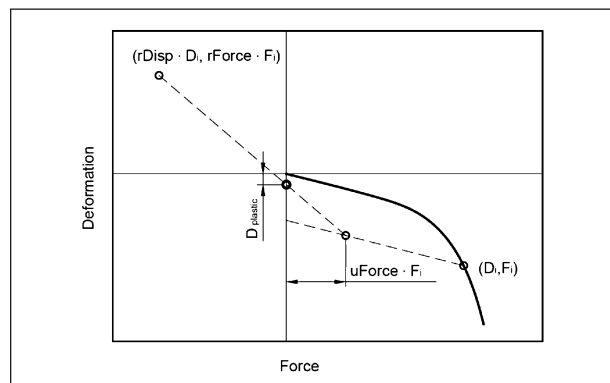


Bild 7-38: Vorgehen bei der Berechnung von plastischer Deformation

3,46 mm (Bild 7-42). Im Vergleich dazu bleibt die plastische Verformung beim Sensor S2 relativ leicht

erkennbar. Hier beträgt die bleibende Dehnung noch etwa ein Drittel des Wertes unter Last.

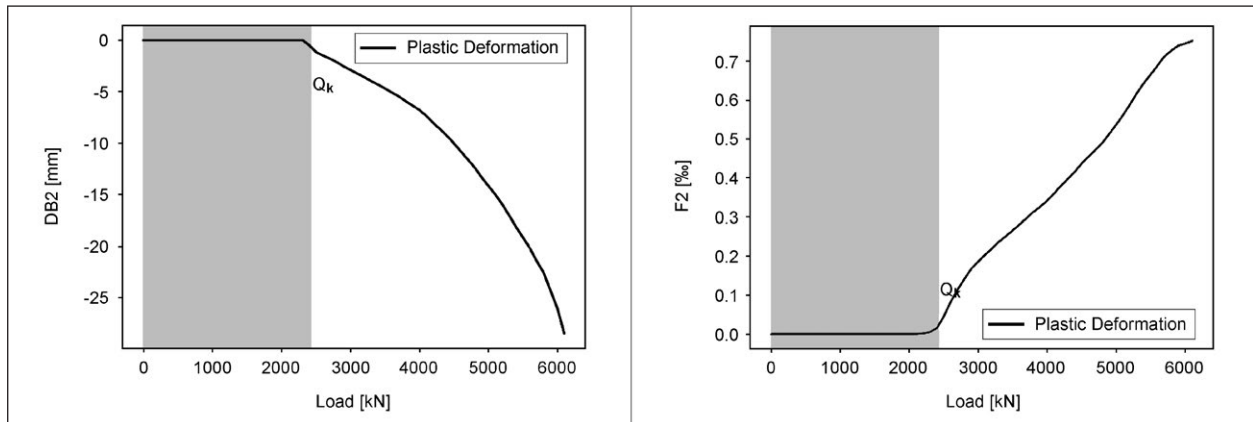


Bild 7-39: Berechnete bleibende plastische Verformung bei der Biegebeanspruchung nach Entlastung; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor F2 (rechts)

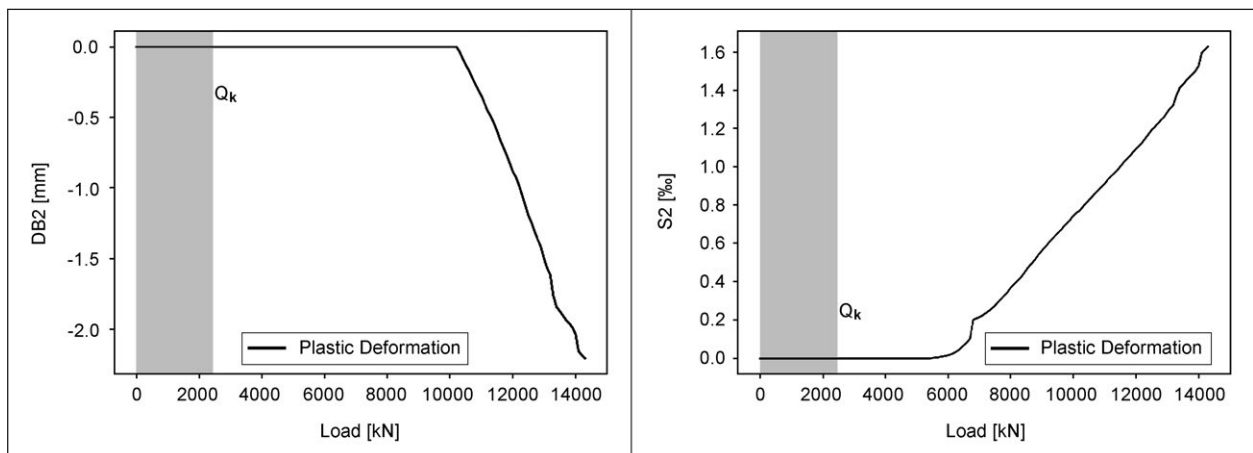


Bild 7-40: Berechnete bleibende plastische Verformung bei Schubbeanspruchung 45° nach Entlastung; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor S2 (rechts)

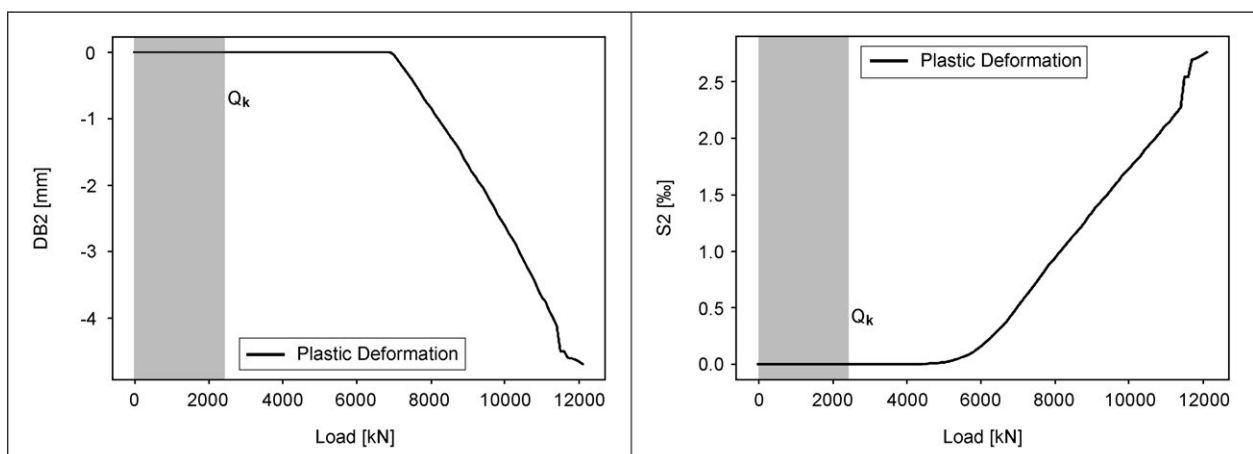


Bild 7-41: Berechnete bleibende plastische Verformung bei Schubbeanspruchung 30° nach Entlastung; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor S2 (rechts)

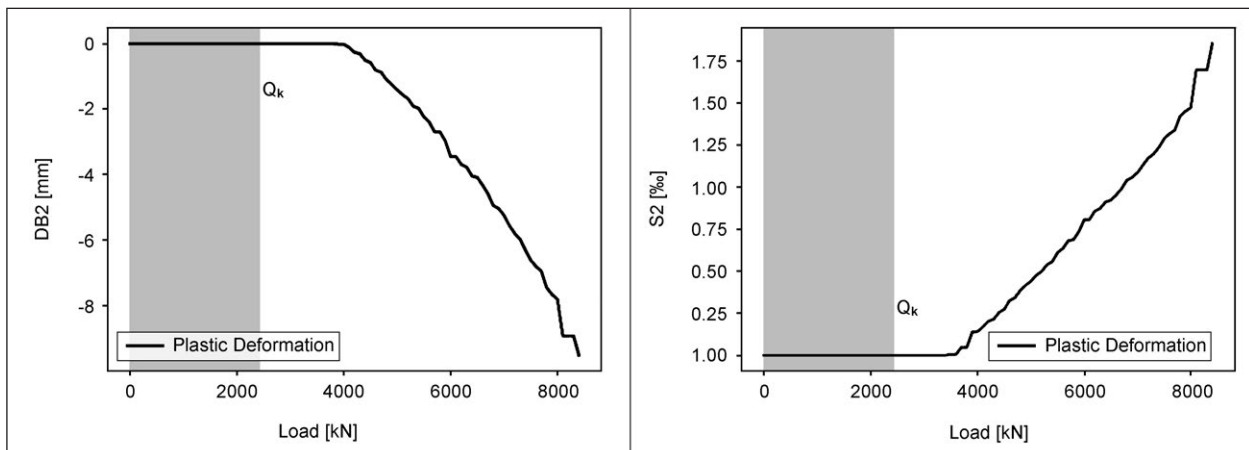


Bild 7-42: Berechnete bleibende plastische Verformung bei Schubbeanspruchung 20° nach Entlastung bei Berechnung mit 5%-Quantilen der Festigkeiten; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor S2 (rechts)

Parameter	$\mu$	$c_v$	Verteilung
Modellunsicherheit Schubkraft	1	15 %	Lognormal
Modellunsicherheit Biegemoment	1	7 %	Lognormal
Modellunsicherheit Biege­widerstand	1,025	7 %	Lognormal
Modellunsicherheit Schubwiderstand	1,1	10 %	Lognormal
Ständige Lasten	$1,0 \times G_k$	6,6 %	Normal
Verkehrslasten	$0,72 \times Q_k$	15 %	Gumbel

Tab. 7-7: Auflistung ausgewählter probabilistischer Verteilungen

## 7.4 Zuverlässigkeit

Dieses Kapitel widmet sich der Bewertung von Tragwerkszuverlässigkeit. Zunächst wird im Kapitel 7.4.1 die Zuverlässigkeit ohne Berücksichtigung der Messdaten aus Dauerüberwachung berechnet. Dann wird die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenser­kennungsphase (Kapitel 7.4.2) und in der Reaktionsphase (Kapitel 7.4.3) bestimmt, um schließlich die Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeit des Tragwerks unter Berücksichtigung der Dauerüberwachungsmaßnahme (Kapitel 7.4.4) zu bestimmen.

### 7.4.1 Zuverlässigkeit ohne Überwachung

Die Zuverlässigkeit des Tragwerks wurde durch eine voll-probabilistische Berechnung mit einem linearen einem Finite-Elemente Stabwerksmodell ermittelt. Die Vorgehensweise wurde im Kapitel 3.2.2 beschrieben. Ausgewählte probabilistische Verteilungen, die das Ergebnis am meisten beeinflussen, sind in der Tabelle 7-7 aufgelistet. Die Ver-

teilung der Verkehrslast wurde mit einer Gumbel-Verteilung mit Variationskoeffizient  $c_v = 15 \%$  angesetzt, wobei der Mittelwert der Verteilung so gewählt ist, dass die charakteristischen Werte der Verkehrslast eine 2%ige Überschreitungswahrscheinlichkeit haben.

Die Widerstände wurden nach EN 1992 ermittelt, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte nicht verwendet wurden, aufgrund des voll-probabilistischen Ansatzes. Die Berechnung wurde mit einer Sampleanzahl von 100.000 durchgeführt. Das bedeutet, es wurden 100.000 Kombinationen der Werte der probabilistischen Variablen durch Latin-Hypercube-Sampling erstellt, um anschließend die Einwirkungen und Widerstände in allen Kombinationen zu berechnen. Das Bild 7-43 zeigt die Histogramme der ermittelten Einwirkungen und Widerstände für den Grenzzustand der Biegung über Stütze und des Schubs. Während beim Biegemoment der Widerstand die Einwirkungen deutlich übersteigt, zeigt der Grenzzustand des Schubs ein deutliches Defizit.

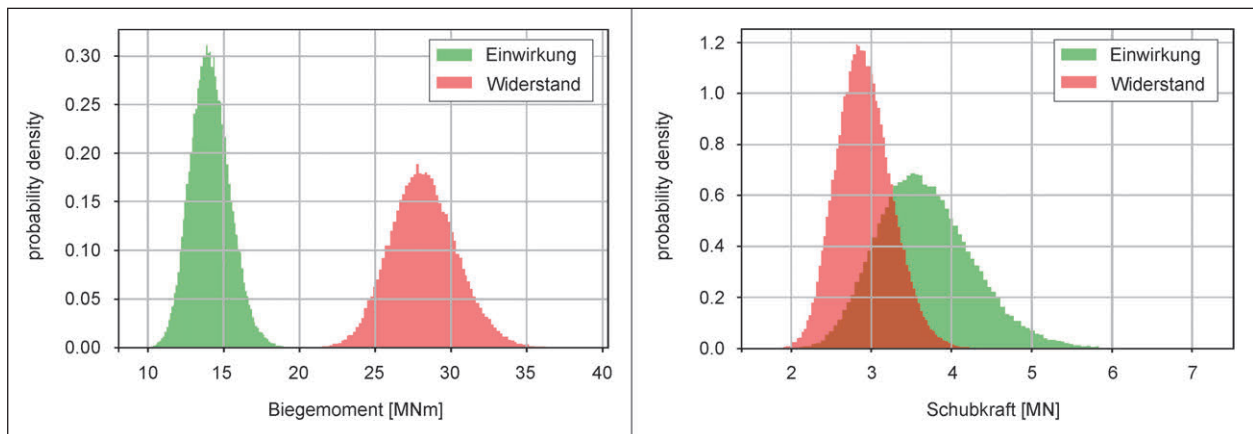


Bild 7-43: Histogramme der Einwirkung und des Widerstands für Biegemoment über Stütze (links), und Schubkraft in Stützennähe (rechts)

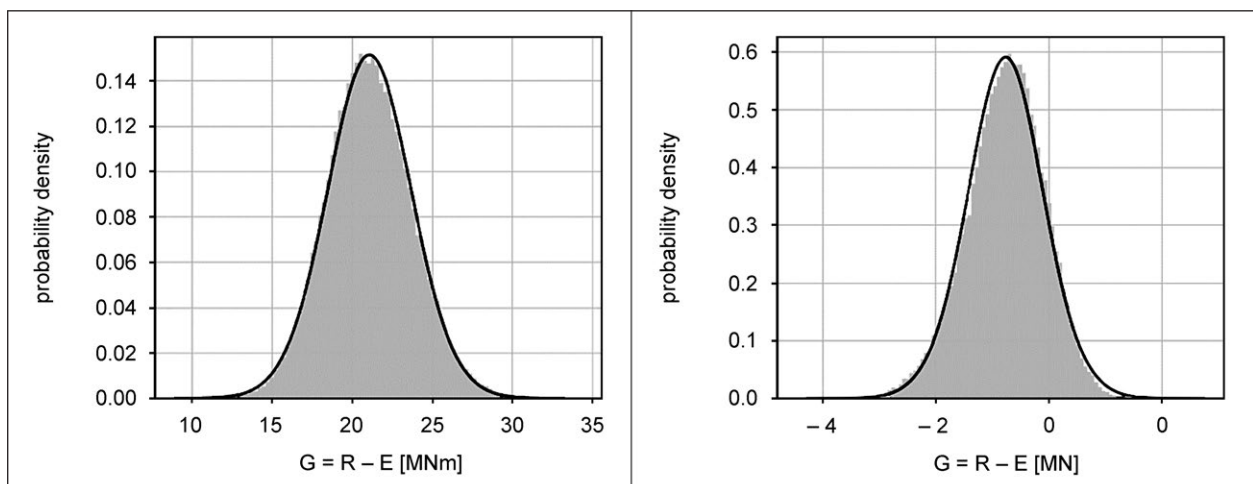


Bild 7-44: Histogramm und angepasste Verteilung der Grenzzustandsfunktion für den Biegemoment in der Mitte vom Feld 9 (links), und für die Schubkraft in Stützennähe (rechts)

An die ermittelten Werte der Grenzzustandsfunktionen wurde eine Verteilung angepasst (Bild 7-44), aus der die Versagenswahrscheinlichkeiten und die Zuverlässigkeitsindexe ermittelt wurden. Bei der Anpassung wurden verschiedene Verteilungen verwendet (Normal, Cauchy, Gumbel, Laplace, Student-t), wobei sich durch den Kolmogorov-Smirnov-Test die Student-t Verteilung als am meisten passend erwies.

Die ausgewerteten Versagenswahrscheinlichkeiten und Zuverlässigkeitsindexe sind in der Tabelle 7-8 aufgelistet.

Grenzzustand	$P_f$	$\beta$
Biegemoment Randfeld	7,627e-13	7,072
Biegemoment Innenfeld	1,817e-11	6,618
Biegemoment über Stütze	2,289e-7	5,043
Schubkraft Randfeld	0,855	-1,057
Schubkraft Innenfeld	0,868	-1,119

Tab. 7-8: Versagenswahrscheinlichkeiten  $P_f$  und Zuverlässigkeitsindexe  $\beta$  ausgewählter Grenzzustände

### 7.4.2 Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserfassungsphase

Die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserfassungsphase ( $P_{f,SD}$ ) hängt von dem Reduktionsfaktor  $k_{lim}$ , und der Überschreitungswahrscheinlichkeit ( $P_{vlim}$ ) des gewählten Indikator-Schwellwertes ( $X_{lim}$ ) ab.

Der Schwellwert  $X_{lim}$  wird idealerweise so gewählt, dass er einerseits ausreichend Abstand zu den aktuellen Messwerten, andererseits auch ausreichend Abstand zu den Indikatorwerten im Grenzzustand hat. Die erstere Bedingung stellt niedrige Überschreitungswahrscheinlichkeit des Schwellwertes sicher ( $P_{vlim}$ ), während die letztere Bedingung die Versagenswahrscheinlichkeit vor dem Erreichen von  $X_{lim}$  minimiert ( $P_{f,Xmax}$ ).

Das Bild 7-45 zeigt die Beziehung zwischen den Verkehrslasten (bezogen auf die charakteristische Last  $Q_k$ ) und den Indikatorwerten der bleibenden Durchbiegung und Dehnung, wie sie durch die nichtlineare Simulation mit 5%-Quantilen und 95%-Quantilen der Materialkennwerte ermittelt wurden. Die Schwellwerte wurden mit  $X_{lim}(DB2) = 4\text{ mm}$  und  $X_{lim}(F5) = 300\text{ }\mu\epsilon$  gewählt. Zusätzlich zu den Unsicherheiten der Materialkennwerte wurden bei der Bestimmung der Verteilungen von  $Q_{Xlim}$  und  $Q_{max}$  die Modellunsicherheiten berücksichtigt, in dem die Streuung aufgrund der Materialkennwerte durch den Faktor 4 multipliziert wurde. Dies ist eine Abschätzung, die aufgrund des Mangels an genaueren Informationen zu Modellunsicherheiten von nichtlinearen Simulationen getroffen wurde. Die

Variablen  $Q_{Xlim}$  und  $Q_{max}$  wurden durch eine Beta-Verteilung (die begrenzt ist) definiert, welche auch in Bild 7-45 dargestellt ist. Idealerweise wird  $X_{lim}$  so gewählt, dass sich die Verteilungen von  $Q_{Xlim}$  und  $Q_{max}$  nicht überschneiden, d. h.  $P_{f,Xmax} = 0$ . Diese Bedingung konnte hier erfüllt werden.

Das Integral in der Gl. 6-12 wurde numerisch gelöst, in dem  $n$  gleichmäßig verteilte Samples der Variablen  $Q_{Xlim}$ ,  $Q_{max}$  durch Latin-Hypercube-Sampling erstellt wurden, und die Summe gemäß Gl. 7-11 wurde gebildet.

$$k_{lim} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{\ln(1-P_{Qmax,i})}{\ln(1-P_{QXlim,i})} \tag{Gl. 7-11}$$

Die Bestimmung der Überschreitungswahrscheinlichkeiten von ausgewählten Schwellwerten ( $P_{vlim}$ ) wurde gemäß Kapitel 6.1.1 durchgeführt. Das heißt, die Verteilung der Jahresmaxima von Indikatoren wird um die Differenz des aktuellen Tagesmaximums und den zuvor ermittelten Mittelwert der Tagesmaxima verschoben, und aus dieser Verteilung wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Schwellwertes abgelesen. Das Bild 7-46 zeigt die Überschreitungswahrscheinlichkeit ( $P_{vlim}$ ) des Schwellwertes der bleibenden Durchbiegung von  $X_{lim} = 4\text{ mm}$ , sowie  $P_{vlim}$  der bleibenden Dehnung bei  $X_{lim} = 0,3\text{ ‰}$ . Die Werte von  $P_{vlim}$  sind sehr gering, wenn die Durchbiegung kleiner 2,3 mm, sowie die Dehnung kleiner 0,15 ‰ ist; dann steigen die  $P_{vlim}$ -Werte rasch an. Das Bild 7-47 zeigt analog dazu die  $P_{vlim}$ -Werte für zwei Rissweitesensoren im Schubbereich, für Schwellwerte der bleibenden Rissweiten von  $X_{lim} = 0,25\text{ mm}$  und  $X_{lim} = 0,3\text{ mm}$ .

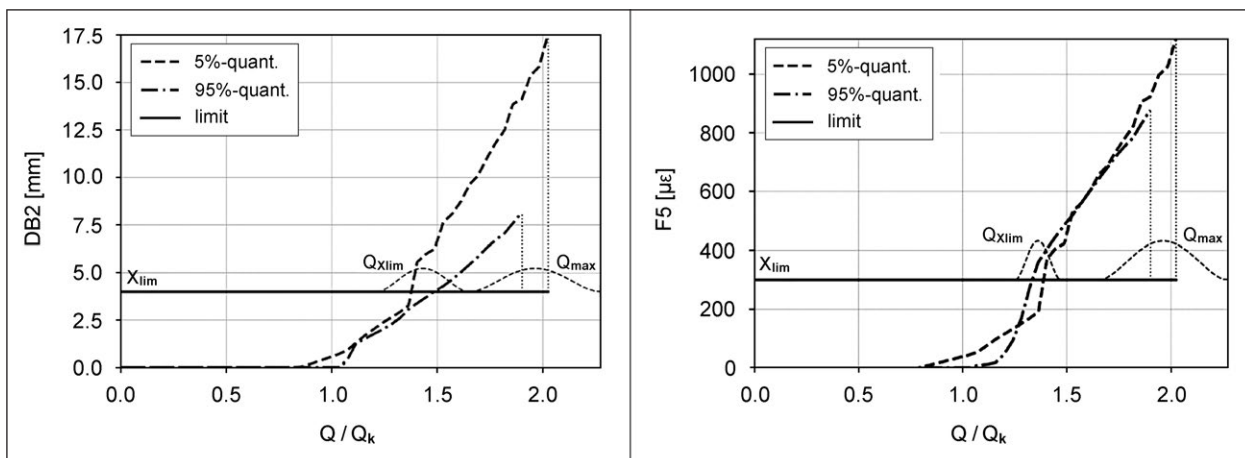


Bild 7-45: Beziehung vom Indikator zur bezogenen Verkehrslast, mit dargestellten Unsicherheiten von  $Q_{Xlim}$  und  $Q_{max}$ . Indikator der bleibenden Durchbiegung (links) und der bleibenden Dehnung (rechts)

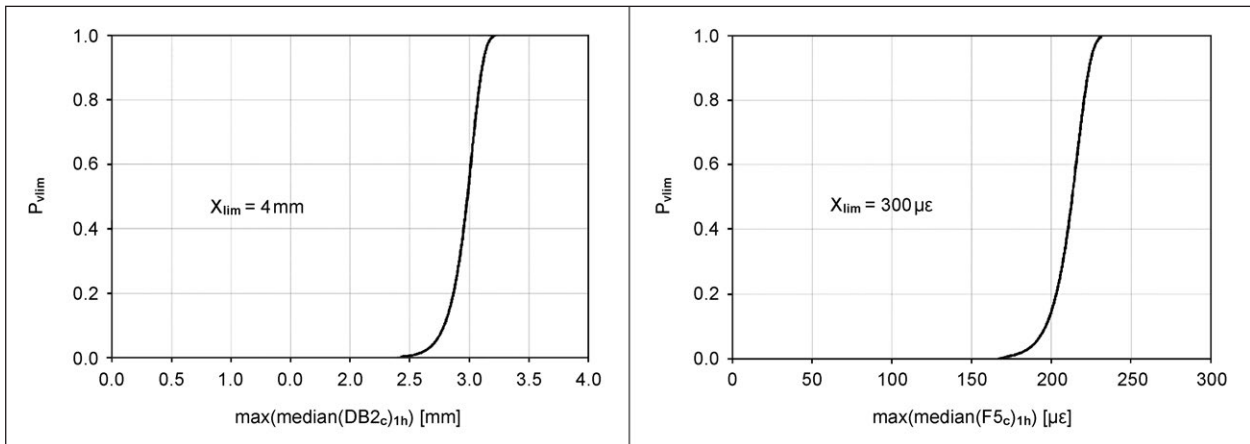


Bild 7-46: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Schwellwerte ( $P_{vlim}$ ) in Abhängigkeit der gemessenen Tagesmaxima der Indikatoren für die Durchbiegung (links) und die Dehnung (rechts)

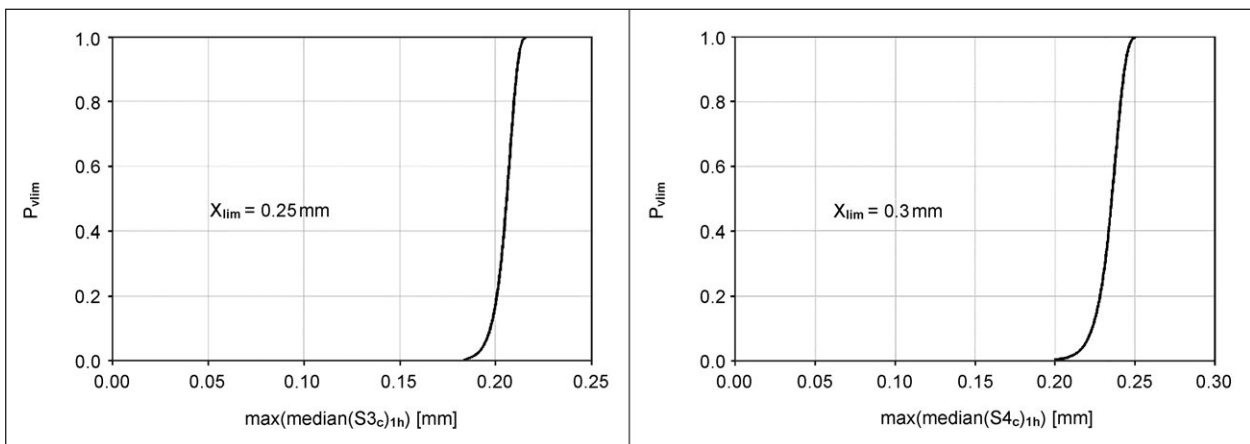


Bild 7-47: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Schwellwerte ( $P_{vlim}$ ) in Abhängigkeit der gemessenen Tagesmaxima der Indikatoren für zwei Rissweitensensoren

Gemäß Kapitel 6.1.1 ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkennungsphase ( $P_{f, ID}$ ) durch Gl. 7-12, wobei  $P_{vlim}$  von den aktuellen Messwerten abhängt.

$$P_{f, ID} \approx P_{f, xlim} + P_{f, xmax} = P_{vlim} \cdot k_{lm} + 0 \quad \text{Gl. 7-12}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeiten wurden für verschiedene Messwerte ausgewertet und sind in der Tabelle 7-9 aufgelistet. Die aufgelisteten Werte stellen dabei den Grenzwert für das aktuelle Tagesmaximum von temperaturkompensierten 1-Stunden-Medianen der jeweiligen Messwerte dar. Bei der Einhaltung dieser Grenzwerte, sowie der Annahmen dieses Verfahrens, gelten die Versagenswahrscheinlichkeiten, die in der ersten Spalte stehen. Hier ist die Genauigkeit der Messwerterfassung aber noch nicht berücksichtigt.

$P_{f, ID}$	DB2 [mm]	F5 [µε]	S3 [mm]	S4 [mm]
$10^{-9}$	1,19	62,9	0,131	0,152
$3,0 \times 10^{-9}$	1,30	72,6	0,136	0,159
$10^{-8}$	1,42	83,2	0,141	0,167
$3,0 \times 10^{-8}$	1,54	93,0	0,146	0,174
$10^{-7}$	1,66	103,6	0,152	0,182
$3,0 \times 10^{-7}$	1,78	113,3	0,157	0,189
$10^{-6}$	1,90	124,0	0,162	0,197
$3,0 \times 10^{-6}$	2,01	133,7	0,167	0,204
$10^{-5}$	2,14	144,4	0,172	0,212
$3,0 \times 10^{-5}$	2,25	154,1	0,177	0,220
$10^{-4}$	2,38	164,8	0,183	0,228

Tab. 7-9: Schwellwerte für verschiedene Versagenswahrscheinlichkeiten, ohne Messunsicherheiten

Nach der Berücksichtigung der Messunsicherheiten ergeben sich die Grenzwerte gemäß Tabelle 7-10. Dabei wurde der Koeffizient  $k_\sigma = 3$  und eine Standardabweichung der Messwerte gemäß Gl. 7-4 und Tabelle 7-1 verwendet. Die Grenzwerte für Indikatoren DB2 und F5 beziehen sich dabei auf das Biegemomentversagen, die Grenzwerte für Indikatoren S3 und S4 auf das Schubversagen.

Ein akzeptiertes Niveau der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,ID}$  sollte gewählt werden. Für diese Versagenswahrscheinlichkeit gelten dann die aufgelisteten Schwellwerte. Bei der Überschreitung dieser Schwellwerte wird eine Warnmeldung ausgelöst und weiter wird die Einleitung von risikoreduzierenden Maßnahmen angenommen.

Für die Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit von überwachten Tragwerken muss noch zusätzlich die Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase berücksichtigt werden.

$P_{f,ID}$	DB2 [mm]	F5 [ $\mu\epsilon$ ]	S3 [mm]	S4 [mm]
$10^{-9}$	0.60	17.1	0.113	0.129
$3,0 \times 10^{-9}$	0.71	26.7	0.118	0.136
$10^{-8}$	0.84	37.3	0.123	0.144
$3,0 \times 10^{-8}$	0.95	46.9	0.128	0.151
$10^{-7}$	1.07	57.5	0.134	0.159
$3,0 \times 10^{-7}$	1.18	67.1	0.139	0.166
$10^{-6}$	1.31	77.6	0.144	0.174
$3,0 \times 10^{-6}$	1.42	87.3	0.149	0.181
$10^{-5}$	1.54	97.8	0.154	0.189
$3,0 \times 10^{-5}$	1.66	107.4	0.159	0.196
$10^{-4}$	1.78	118.0	0.164	0.205

Tab. 7-10: Schwellwerte für verschiedene Versagenswahrscheinlichkeiten, mit berücksichtigten Messunsicherheiten

### 7.4.3 Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase

Die Wahrscheinlichkeit des Versagens in der Reaktionsphase ist von der Dauer dieser Phase abhängig. Diese setzt sich im Wesentlichen aus der Messdauer und der Reaktionsdauer zusammen. Für die normale Messdauer wird  $t_m = 24h$  angesetzt, da für die Indikatorbildung die 1-Tages-Maxima der temperaturkompensierten Messwerte benutzt wurden. Die Verlängerung der normalen Messdauer durch Ausfälle der Überwachungsanlage wurde gemäß Kapitel 5.3 bestimmt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass der Teil der Anlage, der für die Bildung des Indikators nötig ist, aus drei Komponenten besteht: einem Industrie-PC, einem Signalwandler, und einem induktiven Wegaufnehmer. Die kombinierte Ausfallrate (Gl. 5-12 und Gl. 5-13), sowie die Verteilungsfunktion der Messdauerverlängerung ist in Bild 7-48 dargestellt. Dabei wurden die Ausfallraten, sowie die Reparaturdauer gemäß Tabelle 5-1 angenommen.

Die Reaktionsdauer wird mit  $t_{act} = 7$  Tage angesetzt, d. h. es wird angenommen, dass spätestens 7 Tage nach dem Auslösen einer Warnmeldung eine risikoreduzierende Maßnahme umgesetzt ist. In dieser Zeit ist die Überprüfung der Plausibilität der Warnmeldung vor Ort, sowie Umsetzung von Verkehrslastreduktionen möglich. Die Dauer der Datenverarbeitung  $t_{pr}$ , die normalerweise bis ca. 1 Stunde dauert, kann vernachlässigt werden.

Bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit wird vom verkehrslastbedingten Schadensmechanismus ausgegangen. Die zeitabhängigen Effekte der Korrosion sind hier noch nicht berücksichtigt. Weiterhin wird davon ausgegangen, dass es beim Erreichen des Schwellwertes, der die Warn-

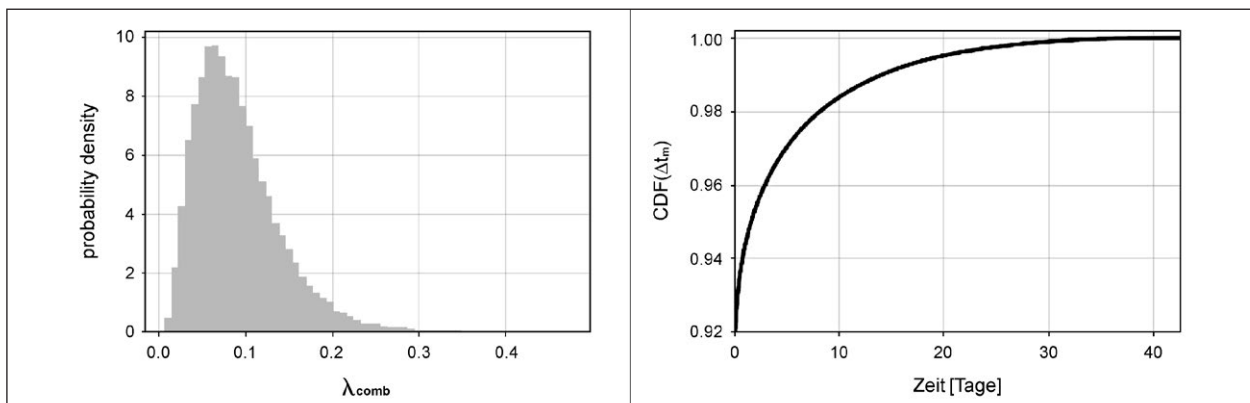


Bild 7-48: Verteilung der kombinierten Ausfallrate der Anlage (links); Verteilung der Messdauerverlängerung (rechts)

meldung auslöst, noch zu keiner Reduktion der Tragfähigkeit kommt. Deshalb braucht  $P_{f,Re,2}$  (Gl. 6-18) nicht ermittelt werden.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,Re,1}$  wird gemäß Gl. 6-17 berechnet. Das darin enthaltene Integral wurde numerisch durch Aufteilung der Verteilungsfunktion von  $\Delta t_m$  auf 50 gleiche Intervalle (beginnend ab  $\Delta t_m = 1$  min) gelöst. Die Verteilungen der Verkehrslasten, die in den einzelnen Intervallen angesetzt wurden, sind in Bild 7-49 rechts dargestellt. Das Ergebnis ist in der Tabelle 7-11 aufgelistet.

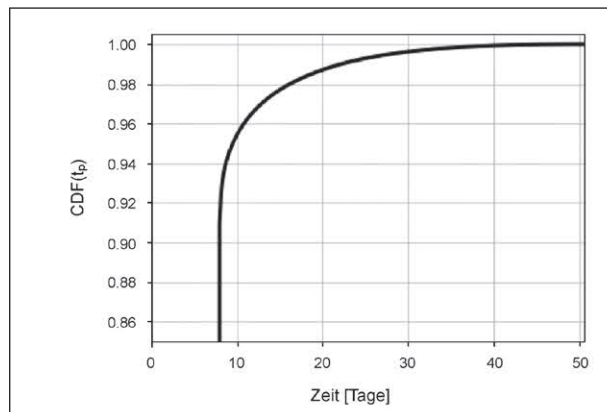
Die Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase ( $P_{f,Re,1}$ ) ist im Vergleich zur Versagenswahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum 1 Jahr ( $P_f$ , Tabelle 7-8) niedriger, aufgrund der geringeren Verkehrslastannahmen im Zeitraum mit reduzierter Dauer. Dennoch ist ein ausgeprägtes Schubdefizit vorhanden, aufgrund dessen, dass das gleiche Schubwiderstandsmodell (nach EN 1992) verwendet wurde.

**7.4.4 Operative Zuverlässigkeit unter Berücksichtigung der Überwachung**

Die operative Zuverlässigkeit ergibt aus der Verbindung der Versagenswahrscheinlichkeiten in der

Grenz Zustand	$P_{f,Re,1}$	$\beta_{Re,1}$
Biegemoment Randfeld	1,504e-15	7,891
Biegemoment Innenfeld	4,276e-14	7,462
Biegemoment über Stütze	3,6715e-9	5,783
Schubkraft Randfeld	0,621	-0,307
Schubkraft Innenfeld	0,639	-0,356

Tab. 7-11: Versagenswahrscheinlichkeiten  $P_{f,Re,1}$  und zugehörige Zuverlässigkeitsindexe



Schadenserkennungsphase und der Reaktionsphase (Gl. 6-1). Im Kapitel 7.4.3 wurden die Grenzzustände des Biegemoments im Randfeld und der Schubkraft im Randfeld behandelt, deshalb werden nur diese weiter betrachtet.

Bei ausreichend geringen Werten der Indikatoren ist die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkennungsphase  $P_{f,ID}$  gering. An dieser Stelle wird ein akzeptierter Wert von  $P_{f,ID} = 10^{-8}$  für das Biegeversagen und  $P_{f,ID} = 10^{-7}$  für das Schubversagen gewählt. Die entsprechenden Grenzwerte für die Tagesmaxima der temperaturkompensierten 1-Stunden-Medianwerte sind gemäß Tabelle 7-10: DB2 < 0,84 mm, F5 < 37,3  $\mu\epsilon$ , S3 < 0,134 mm, S4 < 0,159 mm.

Bei Einhaltung dieser Grenzwerte und unter Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase ergeben sich für die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme ( $P_{f,\ddot{U}}$ ) gemäß Gl. 6-1 die Werte in der Tabelle 7-12.

Der Vergleich dieser Versagenswahrscheinlichkeiten mit der Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachung ist in der Tabelle 7-13 dargestellt. Der Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit durch die Überwachungsmaßnahme  $\Delta\beta_{\ddot{U}}$  ist in der letzten Spalte gelistet.

Grenz Zustand	$P_{f,ID}$	$P_{f,Re,1}$	$P_{f,\ddot{U}}$
Biegemoment Randfeld	$10^{-8}$	$1,504 \times 10^{-15}$	$10^{-8}$
Schubkraft Randfeld	$10^{-7}$	0,621	0,621

Tab. 7-12: Versagenswahrscheinlichkeiten  $P_{f,Re,1}$  und zugehörige Zuverlässigkeitsindexe

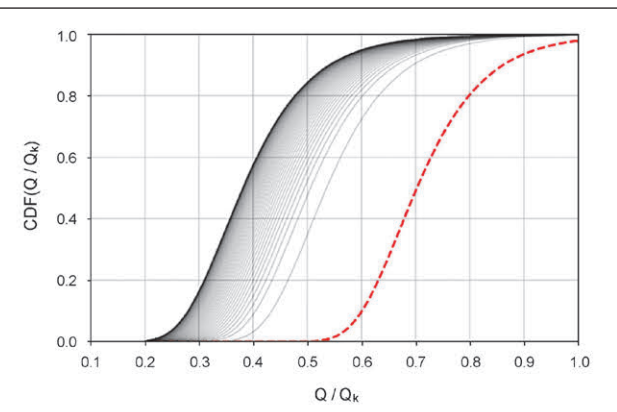


Bild 7-49: Verteilungsfunktion der Reaktionsphasendauer (links); Verteilungsfunktionen der bezogenen Verkehrslasten für 50 Werte der Messdauerverlängerung (rechts), wobei die Verkehrslasten für den Bezugszeitraum von 1 Jahr rot dargestellt sind



Grenzzustand	Ohne Überwachung		Mit Überwachung		$\Delta\beta_{\bar{U}}$
	$P_f$	$\beta$	$P_{f,\bar{U}}$	$\beta_{\bar{U}}$	
Biegemoment Randfeld	$7,627 \times 10^{-13}$	7,072	$10^{-8}$	5,612	- 1,46
Schubkraft Randfeld	0,855	-1,057	0,621	-0,308	+ 0,749

Tab. 7-13: Zugewinn der Zuverlässigkeit durch die Überwachungsmaßnahme

## 7.5 Diskussion

In diesem Kapitel wurde die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme an einem Fallbeispiel berechnet. Diese Versagenswahrscheinlichkeit setzt sich dabei aus Versagenswahrscheinlichkeiten in zwei Phasen zusammen: in der Schadenserkenkungsphase und in der Reaktionsphase.

Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkerkungsphase wurden nicht-lineare FE-Simulationen durchgeführt, um die Beziehung zwischen den Verkehrslasten und den erwarteten bleibenden Deformationen zu ermitteln. Bei ausreichend kleinen Werten der gemessenen Indikatoren kann man ein Tragwerksversagen in der Schadenserkerkungsphase fast ausschließen. Die gemessenen Werte während der Dauer der durchgeführten Überwachung waren im Vergleich zu den Indikator-Schwellwerten klein. Das heißt, wenn die Messwerte in Zukunft nicht maßgeblich steigen, ist die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkerkungsphase sehr klein. Dies gilt natürlich unter den Annahmen des angewandten Verfahrens. Hier wurde die Genauigkeit der Messwerterfassung, sowie die der Temperaturkompensation der Messwerte schon berücksichtigt. Mögliche Ausfälle von Messkomponenten sind in der Reaktionsphase berücksichtigt.

Wenn die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkerkungsphase sehr klein ist, dominiert bei der resultierenden Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme der Einfluss der Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase. Diese ergibt sich aus der Dauer der Reaktionsphase und einer angepassten Verteilung der Verkehrslasten, die für diesen reduzierten Zeitraum ermittelt wurde. Hier wird die Extremwertstatistik genutzt, laut der die Auftretenswahrscheinlichkeiten der Verkehrereignisse in einem Zeitraum mit reduzierter Dauer entsprechend niedriger ausfallen. Dadurch ist die Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase im Vergleich zu der Versagenswahrscheinlichkeit im Bezugszeit-

raum von 1 Jahr niedriger. Diese Reduktion ist allerdings nicht drastisch. Das ist dadurch bedingt, dass in der Ermittlung der Widerstände nach wie vor die Modelle nach EN 1992 verwendet wurden, und die Einwirkungen nach wie vor aus einem linearen Balkenmodell stammen.

Der Zugewinn der Zuverlässigkeit durch die Überwachungsmaßnahme war bei den zwei Grenzzuständen unterschiedlich. Beim Biegemoment im Randfeld war der Zuverlässigkeitsindex schon ohne Überwachung hoch. Dadurch, dass bei der Schwellwertüberwachung eine akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenkungsphase ( $10^{-8}$ ) gewählt wurde, die höher als ohne Überwachung ( $7,627 \times 10^{-13}$ ) war, ergab sich hier ein negativer Zugewinn. Die Überwachung dieses Grenzzustandes erscheint deshalb nicht zweckmäßig. Die Wahl einer geringeren akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit wäre auch nicht zweckmäßig, denn das würde geringere Schwellwerte mit sich bringen, wodurch auch das Risiko eines Falschalarms steigt.

Beim Grenzzustand des Schubs, der ohne Überwachung kritisch war, ergab sich ein Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit. In der Schadenserkenkungsphase konnte hier eine geringe Versagenswahrscheinlichkeit erreicht werden. Das ist vor allem dadurch bedingt, dass es laut den nichtlinearen Simulationen noch genug Verformungsreserven vor dem Erreichen des Grenzzustandes gibt. Bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase wurde auf die nichtlinearen FE-Simulationen, die eine höhere Tragfähigkeit versprechen, nicht zurückgegriffen, deshalb konnte die Versagenswahrscheinlichkeit nur in begrenztem Ausmaß reduziert werden ( $\Delta\beta_{\bar{U}} = +0,749$ ).

Die durchgeführten nichtlinearen FE-Simulationen deuten jedoch darauf hin, dass die maximal aufnehmbare Verkehrslast der Brücke deutlich höher sein könnte, als die linearen Modelle erlauben würden. Falls die nichtlinearen FE-Simulationen auch in der Reaktionsphase eingesetzt werden könnten, wäre eine weitere Steigerung der operativen Zuverlässigkeit denkbar.

## 8 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden bestehende Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Brücken analysiert und es wurde ein neues Verfahren entwickelt, welches an einem Fallbeispiel demonstriert wurde. Bei dem Fallbeispiel handelt es sich um ein Plattenbalkentragwerk mit 2 Stegen und 9 Feldern.

### Vergleich der Bewertungsmethoden

Zunächst wurden die semi-probabilistischen und voll-probabilistischen Bewertungsmethoden verglichen. Zu diesem Zweck wurde eine Population von 100 zweifeldrigen und 100 mehrfeldrigen Brücken künstlich generiert. Hierbei handelte es sich um zweiseitig vorgespannte Plattenbalken. Die Festlegung der Grenzen von Geometrievariationen wurde auf Basis einer Analyse der Parameter von bestehenden Brücken dieses Typs im deutschen Bundesfernstraßennetz durchgeführt. Der Vergleich der Bewertungsmethoden, der anhand linearer Balkenmodelle durchgeführt wurde, hat gezeigt, dass eine voll-probabilistische Bewertung in den meisten Fällen die Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Biegung höher als die semi-probabilistische Methode bewertet. Das zeigte sich dadurch, dass die Zuverlässigkeitsindexe meistens über dem erforderlichen Wert von  $\beta_T = 3,8$  lagen (ca. 4,2 – 5,2), wobei die Bewehrungsmengen den laut semi-probabilistischer Bewertung den mindest-erforderlichen Mengen entsprachen. Den Grenzzustand des Schubs dagegen bewerteten die beiden Methoden ähnlich. Die ermittelten Zuverlässigkeitsindexe lagen hier meistens zwischen 3,6 und 4,1 und fast die Hälfte der generierten Brücken produzierte ein Zuverlässigkeitsindex unter  $\beta_T = 3,8$ . Hier wurde auch die Schubbewehrungsmenge angesetzt, die laut semi-probabilistischen Bewertung der mindest-erforderlichen Menge entspricht.

Im nächsten Schritt wurden die Bewehrungsmengen gestreut, in dem eine Verteilung der Erfüllungsfaktoren in der Brückenpopulation festgelegt wurde. Dies hatte einen großen Einfluss auf die Streuung der Zuverlässigkeitsindexe der erstellten Brückenpopulation. Im Grenzzustand des Schubs zeigten die meisten Brücken sehr tiefe Zuverlässigkeitswerte, was insbesondere an der angesetzten Verteilung der Erfüllungsfaktoren für den Schub liegt.

### Analyse vorhandener Monitoringkonzepte

Eine Literaturstudie wurde durchgeführt und die existierenden Monitoringkonzepte wurden analysiert. Die meisten Methoden setzen sich die Schadenserkennung, die Modellanpassung oder die Bewertung der Ermüdung zum Ziel. Die Ermüdungsbewertung lässt sich relativ einfach auf Basis gemessener Dehnungsverläufe durchführen. Viele Überwachungsanlagen dienen dem Zweck der Schadenserkennung, wobei hier auf die Tragwerksbewertung verzichtet wird und die Anlage bei einer positiven Schadenserkennung als Auslöser einer Sonderprüfung dient.

Mehrere Verfahren nutzen die Modellanpassung. Hier kann z. B. die Lastverteilung in Form von Einflusslinien oder Trägerverteilungsfaktoren an die Messwerte angepasst werden. Falls Schäden simuliert werden, kann eine indirekte Schadenserkennung durch Anpassung der Schadensparameter im Modell durchgeführt werden. Eine Bewertung erfolgt dann mit angepasstem Modell. Eine ungeklärte Frage ist beispielsweise, wie Änderungen des messtechnisch erfassten Tragwerkverhaltens durch größere Lasten, die in der Nähe vom Grenzzustand liegen, Rechnung getragen wird. Eine indirekte Schadenserkennung kann relativ große Streuungen des erkannten Schadensausmaßes aufweisen, wenn die Sensitivität der Messgrößen auf den Schaden klein ist.

Weigh-In-Motion Systeme können genutzt werden, um das Verkehrslastmodell an die tatsächlich auftretenden Lasten anzupassen.

Im Allgemeinen kann die Änderung der Zuverlässigkeit durch Anpassung von Tragwerks- oder Verkehrslastmodellen positiv oder negativ ausfallen, je nach Ergebnis der Messungen. Die Anpassung kann einmalig erfolgen, eine Dauerüberwachung ist hier nicht zwingend erforderlich. Im Falle von Dauerüberwachung kann diese Anpassung wiederholt und mit aktuellen Messergebnissen durchgeführt werden.

Für die Zwecke dieser Untersuchung wurden die messwertbezogenen Methoden (Kapitel 2.3.4) als am meisten aussichtsreich angesehen. Die Schwellwertüberwachung wurde in der anschließenden Entwicklung weiterverwendet.

### Vorschlag eines Verfahrens zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von überwachten Brücken

Die vorliegende Untersuchung knüpft bei der Entwicklung des Verfahrens an einen bestehenden Ansatz aus einem abgeschlossenen FE-Projekt 15.0544 "Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit" der BAST. Dieser Ansatz setzt voraus, dass es bei der Überschreitung eines Schwellwertes zum Auslösen einer Warnmeldung durch die Überwachungsanlage kommt, worauf entsprechende Maßnahmen eingeleitet werden. Die Zuverlässigkeit der Brücke mit Überwachung muss unter diesen Umständen höher als ohne Überwachung sein. Denn die Wahrscheinlichkeit, dass durch die Warnmeldung ein Versagen verhindert wird, ist größer Null. Die Quantifizierung der Zuverlässigkeit unter Berücksichtigung der Überwachung (weiter „operative Zuverlässigkeit“ genannt) ist bisher nicht gelungen.

In diesem Projekt wurde ein Verfahren vorgeschlagen, welches die operative Zuverlässigkeit quantifiziert. Dieses basiert auf folgenden Annahmen:

- Der Versagensmechanismus ist nicht spröde; man kann davon ausgehen, dass sich das Versagen ankündigt.
- Die versagensauslösende Ursache ist ein Verkehrereignis. Eine Vorschädigung durch Degradation (wie z. B. durch Korrosion) kann dabei berücksichtigt werden.
- Die Verteilung von Verkehrslastextremen kann durch eine Gumbel-Verteilung beschrieben werden, wobei diese durch eine Verschiebung des Mittelwertes an verschiedene Bezugszeiträume angepasst werden kann.
- Die Auftretenswahrscheinlichkeit der Verkehrslasten sinkt mit steigender Größe der Lasten.
- Die Beziehung zwischen aufgetretenen Verkehrslastextremen und messbaren Indikatoren lässt sich durch nichtlineare Finite-Elemente Simulationen des Tragwerks ermitteln.
- Die auftretenden Verkehrslasten verursachen trotz möglicher plastischer Verformungen keine Reduktion der Tragfähigkeit vor dem Erreichen des Indikator-Schwellwertes.

- Die Überwachung von messbaren Indikatoren erlaubt eine Prognose ihrer künftigen Extremwerte.

Das Verfahren ermittelt die Versagenswahrscheinlichkeit in zwei Phasen, die Schadenserkennungsphase und Reaktionsphase genannt werden. In der ersteren wird die Wahrscheinlichkeit, dass trotz abgeschlossener Datenanalyse ein gravierender Schaden nicht erkannt wurde und das Tragwerk versagte, quantifiziert. In der letzteren wird die Wahrscheinlichkeit, dass aufgrund des kurzen zeitlichen Abstandes zwischen der Überschreitung des Indikator-Schwellwertes und des versagensauslösenden Verkehrereignisses keine Maßnahmen getroffen werden konnten, quantifiziert. Die Versagenswahrscheinlichkeiten in diesen zwei Phasen werden separat behandelt.

### Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkennungsphase

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkennungsphase setzt sich aus zwei Bausteinen zusammen:

- der Wahrscheinlichkeit, dass es im Bezugszeitraum zum Versagen kommt, bevor ein festgelegter Indikator-Schwellwert erreicht wird,
- der Wahrscheinlichkeit, dass im Bezugszeitraum der Indikator-Schwellwert überschritten wird.

Der erste Baustein wird mithilfe nichtlinearer Finite-Elemente Simulationen und anschließenden probabilistischen Berechnungen geliefert. Dabei wird die FE-Simulation benutzt, um die Auswirkung von Verkehrslasten auf messbare Indikatoren (Durchbiegung, Dehnung, Rissweite, usw.) zu untersuchen. Hier müssen grundsätzlich nichtlineare Modelle verwendet werden, ansonsten lässt sich die Ankündigung des Versagens kaum abbilden. Hier zeigte sich, dass es an Angaben zu Modellunsicherheiten für nichtlineare Berechnungen fehlt, und diese abgeschätzt werden müssen.

Weiterhin wird die Tatsache genutzt, dass kleinere Verkehrereignisse statisch gesehen öfters als große Verkehrereignisse auftreten. Daher ist es wahrscheinlicher, dass vor einem versagensauslösenden Verkehrereignis ein kleineres Verkehrereignis auftritt, welches die Überschreitung des Indikator-Schwellwertes und dadurch auch die Einleitung einer risikoreduzierenden Maßnahme auslöst. Wie

diese Wahrscheinlichkeit zu quantifizieren ist, wurde in diesem Projekt gezeigt.

Der zweite Baustein (Wahrscheinlichkeit der Schwellwertüberschreitung) wird nur auf Basis von aufgenommenen Messdaten gelegt. Dies erfolgt unter der Annahme, dass sich die gemessenen Indikatoren in Zukunft ähnlich wie bisher verhalten werden. Hier wird zunächst auf Basis vergangener Messwerte eine Verteilung der Messwertextreme ermittelt, die dann für den Bezugszeitraum von 1 Jahr hochgerechnet wird. Dabei wird angenommen, dass der Verlauf der Messwerte grundsätzlich einen stationären Prozess darstellt. Um während der laufenden Überwachung auf die aktuellen Messwerte reagieren zu können, wird diese Extremwertverteilung durch eine Verschiebung des Mittelwertes entsprechend der aktuell gemessenen Tagesmaxima der Indikatoren angepasst. Dies ist eine Vereinfachung, welche durch eine genauere Prognose der Messwertentwicklung (falls vorhanden) ersetzt werden kann. Aus dieser neuen Extremwertverteilung, die täglich auf Basis neuer Messwerte angepasst wird, wird die Wahrscheinlichkeit der Schwellwertüberschreitung im Bezugszeitraum abgeschätzt.

In diesem Schritt werden dabei auch die Genauigkeit der Messwernerfassung und der Temperaturkompensation der Messwerte berücksichtigt.

Die Indikatoren-Schwellwerte können aus der akzeptierten (d. h. gewählten) Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkennungsphase bestimmt werden.

### **Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase**

Die Reaktionsphase setzt sich aus der Dauer der Indikatorerfassung, der Datenverarbeitung und der Dauer, die zur Umsetzung einer Maßnahme nötig ist, zusammen. Während dieser Zeit kann es zum Versagen kommen, ohne dass es aufgrund einer Schwellwertüberschreitung zur tatsächlichen Risikoreduktion, d. h. Umsetzung von Maßnahmen, kommen kann. Die Versagenswahrscheinlichkeit in dieser Phase wird hauptsächlich durch ihre Dauer, sowie durch Verteilung der Verkehrlastextreme, die auf diese Dauer angepasst wird, bestimmt. Die Quantifizierung dieser Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt dann analog zur Berechnung von der Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachung,

wobei die Verkehrlastverteilung an den reduzierten Betrachtungszeitraum angepasst ist.

Die Reaktionsphase kann unter Umständen durch Ausfälle der Überwachungsanlage wesentlich verlängert werden. In diesem Projekt wurde eine Methode vorgeschlagen, wie man diese Verlängerung aufgrund von Ausfällen probabilistisch quantifizieren kann, und die Wahrscheinlichkeit der Ausfälle von Sensoren in der Dauer der Reaktionsphase, und somit auch in der Versagenswahrscheinlichkeit, einbeziehen kann. Die Datengrundlage für die Bestimmung der Ausfallraten wurde in diesem Projekt durch eine Umfrage erhoben.

### **Umfrage zur Zuverlässigkeit der Hardware von Überwachungsanlagen**

Im Rahmen dieses Projektes wurde eine Umfrage unter den Anbietern von Überwachungsdienstleistungen durchgeführt. Es wurden hier die Erfahrungswerte zu Ausfallraten verschiedener Messkomponenten (Sensoren, Signalwandler, Industrie-PCs) erhoben. Zusätzlich wurden auch Erfahrungswerte zur Unzuverlässigkeit der aufgenommenen Daten (z. B. aufgrund vom starken Rauschen oder von Messbereichsüberschreitungen) erhoben.

Unter den Umfrageergebnissen gab es wie erwartet eine relativ große Streuung. Aus den erhobenen Erfahrungswerten wurden Verteilungen für die Ausfallraten von verschiedenen Messkomponenten und die Reparaturdauer ermittelt.

### **Fallbeispiel**

Das entwickelte Verfahren wurde an einem Fallbeispiel angewandt. Das genutzte Tragwerk wurde im Rahmen eines Vorprojektes untersucht und überwacht.

Zunächst wurden die Daten der Langzeitüberwachung analysiert. Es wurde eine Kompensation des Temperatureinflusses durch ein Regressionsmodell vorgenommen. Hier konnte durch lineare Kombination der zeitverzögerten Messwerte aus 10 Temperatursensoren die Unsicherheit aufgrund Temperaturschwankungen wesentlich reduziert werden. Aus den temperaturkompensierten Messwerten wurden Indikatoren gebildet, und ihre Extremwertverteilungen wurden bestimmt.

Wesentlich waren die nichtlinearen FE-Simulationen, durch die die Beziehung zwischen den Ver-

kehrslastextremen und den bleibenden Verformungen ermittelt wurde. Dabei konnten an dem nicht-linearen Volumenmodell wesentlich höhere Verkehrslasten angebracht werden, als vorher am linearen Stabmodell mit ingenieurmäßigen Widerstandsberechnung. Der Unterschied war im Grenz-zustand des Schubs deutlich ausgeprägt.

Nach der Festlegung der Indikator-Schwellwerte wurden die Wahrscheinlichkeiten ermittelt, dass es vor ihrer Erreichung zum Versagen kommt. Die Schwellwerte, die eine Warnmeldung auslösen, werden auf Basis von akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeiten bestimmt. Je kleiner die akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit gewählt wird, desto geringer wird der Schwellwert. Es sollte beachtet werden, dass geringe Schwellwerte das Falschalarisiko erhöhen. Aus diesem Grund kann die Versagenswahrscheinlichkeit in einem Fall, wenn diese schon ohne Überwachung sehr klein ist, kaum weiter reduziert werden. Auf der anderen Seite, in einem Fall mit hoher Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachung, kann die in der Schadenserkenungsphase stark reduziert werden. Das zeigte sich im untersuchten Fallbeispiel, wo aufgrund der geringen Streuung der messbasierten Indikatoren die Versagenswahrscheinlichkeit in der Schadenserkenungsphase sehr klein war.

Die maßgebliche Größe war folglich die Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase. Diese war zwar im Vergleich zur Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachung geringer, aber der Unterschied war nicht sehr groß. Insgesamt wurde der Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit im Grenz-zustand des Schubs mit ca.  $\Delta\beta = 0,75$  bewertet. Das war vor allem dadurch bedingt, dass bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit in der Reaktionsphase die gleichen linearen Stabmodelle, sowie Widerstandsmodelle nach EN 1992, wie bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachung verwendet wurden. Nur durch die Reduktion der Verkehrslasten für den angepassten Zeitraum fällt daher die Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit entsprechend klein aus. An dieser Stelle wird daher noch Entwicklungspotenzial gesehen. Wenn man die durchgeführten nichtlinearen FE-Simulationen auch in der Reaktionsphase verwenden könnte, würde der Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit in diesem Fall noch wesentlich steigen.

## 9 Forschungsbedarf

Der Umgang mit älteren Bauwerken, die ein Teil des Straßennetzes sind, gehört zu den wichtigen Themen der zukünftigen Wirtschaft. Die Instandhaltung defizitärer Infrastruktur kann die Gesellschaft spürbar belasten. Die identifizierten Defizite älterer Brücken haben dabei verschiedene Ursachen: neben dem Fortschritt der Degradation können sie auch durch Erhöhung der Verkehrslasten entstehen, bzw. auch durch geänderte Bewertungsmethoden (neue Normengeneration). Um die Mittel zur Instandhaltung optimal einzusetzen, ist es sinnvoll, vorhandene Defizite möglichst kosteneffizient zu kompensieren.

Der Einsatz von Dauerüberwachungsmaßnahmen zur Kompensation der identifizierten Defizite ist derzeit ein relativ junges Thema. Obwohl die Idee und das grundlegende Prinzip schon formuliert wurden, fehlte eine geeignete Methode zur Umsetzung, mit der sich die Wirkung einer Dauerüberwachungsmaßnahme quantifizieren lässt. In diesem Bericht wurden neue Ansätze präsentiert, die diesem Ziel näherkommen.

Im Laufe dieser Forschungsarbeit wurden auch noch offene Fragestellungen entdeckt, deren Erforschung in der Zukunft den hier vorgestellten Ansatz ergänzen oder korrigieren könnte.

### Modellunsicherheiten

Bei der Bestimmung der Zuverlässigkeit von Tragwerken werden probabilistische Analysen verwendet, bei denen die Unsicherheit von Eingangsvariablen eine große Rolle spielt. In dem hier vorgeschlagenen Ansatz beruht die Beziehung zwischen messbaren Indikatoren (z. B. Durchbiegung) und der Verkehrslast (als Auslöser vom Versagen) auf nichtlinearen numerischen Modellen. Hier fehlt es derzeit noch an Daten, die die Unsicherheit dieser Modelle der nicht-linearen Finite-Elemente Simulation genauer quantifizieren würden. Die Schaffung einer geeigneten Datenbasis bedarf Vergleichen zwischen Modellergebnissen und durchgeführten Experimenten im nichtlinearen Bereich des Tragwerkverhaltens.

### Kombination mit anderen Ansätzen

Der hier vorgestellte Ansatz lässt sich prinzipiell erweitern und mit anderen Ansätzen kombinieren. So wäre es denkbar, die Methoden der Modellangepas-

sung zusätzlich zu nutzen, um genauere Ergebnisse zu erhalten. Ein erhöhter Aufwand in der Anwendung wäre dabei vermutlich notwendig.

Ein weiterer Ansatz, der genutzt werden könnte, ist die Anpassung von Degradationsmodellen anhand von Überwachungsdaten. In der hier vorgestellten Methodik ist das Einbeziehen der Tragwerksdegradation möglich, jedoch werden Informationen über den Degradationszustand vorausgesetzt. Hier können vorhandene Degradationsmodelle eingesetzt werden. Um die Streuung dieser Degradationsmodelle zu reduzieren, könnten Methoden der Dauerüberwachung von Degradation zusätzlich eingesetzt werden, und deren kombinierte Anwendung mit der Schwellwertüberwachung erforscht werden.

### **Nicht-stationäre Entwicklung von Indikatoren**

Bei der Abschätzung von jährlichen Extremwerten der messbaren Indikatoren wird in dem präsentierten Ansatz angenommen, dass der Verlauf der Indikatoren einem stationären Prozess entspricht. Diese Annahme kann und soll überprüft werden, indem die gemessenen Verteilungen der Indikatoren aus verschiedenen Zeitabschnitten verglichen werden. Falls man feststellen würde, dass der Verlauf der Indikatoren nicht stationär ist, wären damit die Annahmen des hier präsentierten Verfahrens verletzt. Deshalb bedarf es geeigneter Vorschläge, wie die Extremwertentwicklung der Indikatoren in solchen Fällen abgeschätzt werden kann. Insbesondere wäre zu klären, ob hier rein datenbasierte Ansätze ausreichend sind, oder ob diese durch Modelle der Tragwerksschädigung ergänzt werden müssen. Ein konkreter Vorschlag, der diese Fälle abdeckt, und den es noch zu erforschen gilt, würde die Einsatzmöglichkeiten steigern.

### **Vereinfachte Abschätzung des Nutzens von Dauerüberwachung als Kompensationsmaßnahme**

Der Infrastrukturbetreiber bedarf zur Entscheidungsfindung über den Einsatz von Kompensationsmaßnahmen eine Abschätzung des voraussichtlichen Nutzens dieser Maßnahmen. Damit der Prozess der Entscheidungsfindung effektiv ist, muss der Aufwand für die Abschätzung des voraussichtlichen Nutzens gering sein. Dazu bedarf es Methoden, die möglichst weder vorhandene Messdaten noch spezielle Berechnungen (z. B. nichtlineare Finite-Elemente Simulationen) erfordern. Eine mögliche Lösungsform könnte die Verwendung von

Metamodellen sein. Metamodelle (wie z. B. neuronale Netzwerke) haben zum Ziel, ein komplexes Phänomen zu approximieren. Die Findung eines Metamodells ist rechnerisch intensiv, denn sie bedarf der Lösung einer Vielzahl der komplexen Simulationen. Die Anwendung eines Metamodells ist dagegen mit sehr geringem Aufwand verbunden.

Als Grundlage zur Erstellung von solchen Metamodellen müsste zunächst eine Vielzahl an Tragwerken analysiert werden, und der Nutzen von Dauerüberwachung bei diesen Tragwerken quantifiziert werden. Dazu bedarf es u. a. auch einer Abschätzung der voraussichtlichen Unsicherheit der messbaren Indikatoren, sowie deren Extremwertentwicklung.

Falls die Entwicklung eines Metamodells gelingen würde, könnte der voraussichtliche Zugewinn der operativen Zuverlässigkeit mit geringem Aufwand abgeschätzt werden, eventuell in Form eines Wertebereichs mit definierten Konfidenzintervall.

### **Akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit**

Bei der Festlegung der Schwellwerte wird von einer akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit ausgegangen, die zu wählen ist. Es wäre notwendig, Grundprinzipien und Regeln zu formulieren, wie man bei der Wahl der akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit vorgehen soll. Dabei sollten relevante Faktoren, wie z. B. die sozial-wirtschaftliche Relevanz des Tragwerks, der erwartete Versagensmechanismus (spröde/duktile), usw., berücksichtigt werden.

## **Literatur**

- [1] C. ADAM, P. SALCHER, T. FURTMÜLLER, H. PRADLWARTER: A stochastic model for the effects of seasonal temperature changes on railway bridges, 12<sup>th</sup> International Conference on Structural Safety and Reliability (2017), Vienna, Austria
- [2] A. ALVANDI, C. CREMONA: Assessment of vibration-based damage identification techniques. In: Journal of Sound and Vibration vol. 292 (2006), pp.179-202
- [3] A. H-S. ANG, W. H. TANG: Probability Concepts in Engineering (2<sup>nd</sup> Edition), ISBN: 978-0-471-72064-5, John Wiley & Sons (2007)

- [4] T. BACH: Tragfähigkeitsnachweise von Stahlbetonquerschnitten bei Biegebeanspruchung mit und ohne Längskraft auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie der Stufe II, Dissertation an der Technischen Universität Dresden (1992)
- [5] A. BELLINO, A. FASANA, L. GARIBALDI, S. MARCHESIELLO: PCA-based detection of damage in time-varying systems. In: Mechanical Systems and Signal Processing vol. 24 (2010), pp. 2250–2260
- [6] T. BRAML: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk, Dissertation an der Universität der Bundeswehr München (2010)
- [7] C. BUCHER: Computational Analysis of Randomness in Structural Mechanics, ISBN 978-0415403542, CRC Press (2009)
- [8] C. CEMPEL, H. G. NATKE, J. T. P. TAO; Symptom Reliability and hazard for Systems Condition Monitoring. In: Mechanical Systems and Signal Processing vol. 14 (2000), pp. 495-505
- [9] R. CERAVOLO, M. PESCATORE, A. DeSTEFANO: Symptom-based reliability and generalized repairing cost in monitored bridges. In: Reliability Engineering and System Safety vol. 94 (2009), pp. 1331–1339
- [10] D. DESSI, G. CAMERLENGO: Damage identification techniques via modal curvature analysis: Overview and comparison. In: Mechanical Systems and Signal Processing vol. 52-53 (2015), pp.181-205
- [11] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein: Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2, Band 2: Ingenieurbau. ISBN: 978-3-433-60632-2, Ernst & Sohn (2015)
- [12] DIN EN 1990: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung, Beuth Verlag, 2010
- [13] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Beuth Verlag, 2010
- [14] DIN EN 1992-2: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken
- [15] DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken; DIN 2013
- [16] DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, Beuth Verlag GmbH, Berlin 2003
- [17] DuraCrete – Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions, The European Union – Brite EuRam III, 2000
- [18] DBV Merkblatt: Brückenmonitoring – Planung, Ausschreibung und Umsetzung, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., Berlin 2018
- [19] J. F. EICHNER: Über die Statistik der Maximumwerte und Wiederkehrintervalle in langzeitkorrelierten Systemen, Promotionsarbeit, Institut für Theoretische Physik, Justus-Liebig-Universität Gießen, 2006
- [20] Joint Comitee of Structural Safety, JCSS – Probabilistic Model Code: Part I – Basis of Design
- [21] Joint Comitee of Structural Safety, JCSS – Probabilistic Model Code: Part III – Resistance Models
- [22] M. DÖHLER, X.-B. LAM, L. MEVEL: Uncertainty quantification for modal parameters from stochastic subspace identification on multi-setup measurements. In: Mechanical Systems and Signal Processing vol. 36 (2013), pp. 562–581
- [23] A. B. DOWNEY: Think Bayes, ISBN 978-1449370787, Green Tea Press, (2012)
- [24] O. FISCHER, T. LECHNER, M. WILD: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 124 (2016), ISBN 978-3-95606-224-7
- [25] K. GEISSLER: Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung, ISBN 978-3-433-02903-9, Ernst & Sohn, Berlin (2014)

- [26] A. GETACHEW, E. J. OBRIEN: Simplified site-specific traffic load models for bridge assessment. In: *Structure and Infrastructure Engineering* vol. 3 (2007), pp. 303-311
- [27] M. HANSEN: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen, Dissertation an der Universität Hannover (2004)
- [28] S. HOFFMANN, R. WENDNER, A. STRAUSS, M. RALBOVSKY, K. BERGMEISTER: AIFIT – Anwenderorientierte Identifikation für Ingenieurtragwerke. In: *Beton- und Stahlbetonbau* vol. 102 (2007), S. 699-706
- [29] R. L. IMAN, W. J. CONOVER: A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. In: *Communications in Statistics – Simulation and Computation* Bd. 11 (1982), Nr. 3, pp. 311–334
- [30] K. KWON, D. M. FRANGOPOL: Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data. In: *International Journal of Fatigue* vol. 32 (2010), pp.1221-1232
- [31] C. S. LEE, S. W. HAN: Computationally effective and accurate simulation of cyclic behaviour of old reinforced concrete columns. In: *Engineering Structures* vol. 173 (2018), pp. 892–907
- [32] J. LI, S. S. LAW, H. HAO: Improved damage identification in bridge structures subject to moving. In: *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 74 (2013), pp.99-111
- [33] B. LUCZYNSKI, P. H. NIELSEN, F. S. COLLETTE: Deliverable D5.2-S4: Estimating Reliability of Monitoring Systems for Bridges, FP6-project “Sustainable Bridges”, contract no. TIP3-CT-2003-001653, 2007
- [34] J. MAECK: Damage Assessment of Civil Engineering Structures by Vibration Monitoring, PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2003
- [35] F. MAGALHÃES, A. CUNHA, E. CAETANO: Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* vol. 28 (2012), pp. 212-228
- [36] R. E. MELCHERS: *Structural Reliability Analysis and Prediction* (2<sup>nd</sup> Edition), John Wiley & Sons (1999)
- [37] M. MODARRES, M. P. KAMINSKIY, V. KRIVTSOV: *Reliability Engineering and Risk Analysis: A Practical Guide* (3<sup>rd</sup> Edition), ISBN 978-1498745871, CRC Press (2016)
- [38] M. MODARES, S. VENKITARAMAN: Reliable condition assessment of structures using hybrid structural measurements and structural uncertainty analyses. In: *Structural Safety* vol. 52 (2015), pp.202-208
- [39] E. J. OBRIEN, P. RATTIGAN, A. GONZÁLEZ, J. DOWLING, A. ŽNIDARIČ: Characteristic dynamic traffic load effects in bridges. In: *Engineering Structures* vol. 31 (2009), pp. 1607-1612
- [40] N. M. OKASHA, D. M. FRANGOPOL, A. D. ORCESI: Automated finite element updating using strain data for the lifetime reliability assessment of bridges. In: *Reliability Engineering and System Safety* vol. 99 (2012), pp.139-150
- [41] B. PEETERS, G. de ROECK: One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* vol. 30 (2001), pp. 149-171
- [42] D. PRAMMER: Life-cycle management of concrete structures, Dissertation, Universität für Bodenkultur, Wien, 2018
- [43] Project FP7-285119 “TRIMM: Tomorrow’s Road Infrastructure Monitoring and Management”, Deliverable D3.2 – Final report of advanced bridge monitoring techniques, 2015
- [44] Project “ARCHES: Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures”, Deliverable D08 – Recommendations on the use of results of monitoring on bridge safety assessment and maintenance, 2009
- [45] M. RALBOVSKY, S. DEIX, R. FLESCHE: Probabilistische Betrachtungen der Brückendyna-



- mik und Schadenserkenkung, Bauingenieur – D-A-CH Mitteilungsblatt Band 82 (März 2007)
- [46] M. RALBOVSKY, H. FRIEDL, S. WITTMANN: Dynamic Behaviour of UHPFRC Arch Bridge Wild. In: Proceedings of Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures Conference (2011), Varenna, Italy, pp. 693-700
- [47] M. RALBOVSKY, M. KWAPISZ, S. LACHINGER: Uncertainty of vibration properties of a concrete highway bridge in long-term monitoring, 5<sup>th</sup> International Conference on Uncertainty in Structural Dynamics (2016), Leuven, Belgium
- [48] M. RALBOVSKY, J. SANTOS, M. KWAPISZ, S. DALLINGER, J. M. CATARINO, Damage detection based on structural response to temperature changes and model updating. In: Proceedings of European Workshop on Structural Health Monitoring in Nantes, France (2014), pp. 427-434
- [49] A. J. REIFF, M. SANAYEI, R. M. VOGEL: Statistical bridge damage detection using girder distribution factors. In: Engineering Structures vol. 109 (2016), pp. 139-151
- [50] E. REYNDERS, G. de ROECK: A local flexibility method for vibration-based damage localization and quantification. In: Journal of Sound and Vibration vol. 329 (2010), pp. 2367-2383
- [51] H. SCHLUNE, M. PLOS, K. GYLLTOFT: Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements. In: Engineering Structures vol. 31 (2009), pp. 1477-1485
- [52] H. SHENTON, X. HU: Damage identification based on dead load redistribution: methodology. In: Journal of Structural Engineering vol. 132 (2006), pp. 1254–1263
- [53] H. W. SHIH, D. P. THAMBIRATNAM, T. H. T. CHAN: Vibration based structural damage detection in flexural members using multi-criteria approach. In: Journal of Sound and Vibration vol. 323 (2009), pp. 645-661
- [54] C. SIEGERT, A. HOLST, M. EMPELMANN, H. BUDELDMANN: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 118 (2015), ISBN 978-3-95606-203-2
- [55] A. STRAUSS, D. M. FRANGOPOL, S. KIM: Use of monitoring extreme data for the performance prediction of structures: Bayesian updating. In: Engineering Structures vol. 30 (2008), pp. 3654-3666
- [56] A. STRAUSS, R. WENDNER, D. M. FRANGOPOL, K. BERGMEISTER: Influence line- model correction approach for the assessment of engineering structures using novel monitoring techniques. In: Smart Structures and Systems vol. 9 (2012), pp. 1-20
- [57] Wikipedia: Conjugate prior, [online]: [en.wikipedia.org/wiki/conjugate\\_prior](https://en.wikipedia.org/wiki/conjugate_prior)
- [58] Wikipedia: Gumbel-Distribution, [online]: [en.wikipedia.org/wiki/gumbel\\_distribution](https://en.wikipedia.org/wiki/gumbel_distribution)
- [59] Wikipedia: Frechet-Distribution, [online]: [en.wikipedia.org/wiki/frechet\\_distribution](https://en.wikipedia.org/wiki/frechet_distribution)
- [60] Wikipedia: Weibull-Distribution, [online]: [en.wikipedia.org/wiki/weibull\\_distribution](https://en.wikipedia.org/wiki/weibull_distribution)
- [61] Wikipedia: Generalized Extreme Value Distribution, [online]: [en.wikipedia.org/wiki/generalized\\_extreme\\_value\\_distribution](https://en.wikipedia.org/wiki/generalized_extreme_value_distribution)
- [62] K. WORDEN, G. MANSON, N. R. J. FIELLER: Damage Detection using Outlier Analysis. In: Journal of Sound and Vibration vol. 229 (2000), pp. 647-667
- [63] S. Q. WU, S. S. LAW: Vehicle axle load identification on bridge deck with irregular road surface profile. In: Engineering Structures vol. 33 (2011), pp. 591-601
- [64] M. T. Yarnold, F. L. Moon, Temperature-based structural health monitoring baseline for long-span bridges. In: Engineering Structures vol. 86 (2015), pp. 157-167
- [65] B. A. ZÁRATE, J. M. CAICEDO: Finite element model updating: Multiple alternatives. In: Engineering Structures vol. 30 (2008), pp. 3724-3730
- [66] A. ŽNIDARIČ: Deliverable D30: Guidance for the optimal assessment of highway structures, FP5-project "SAMARIS", 2006

- [67] A. ŽNIDARIČ, G. TURK, E. ZUPAN:  
Determination of strain correction factors  
for bridge weigh-in-motion systems. In:  
Engineering Structures vol. 102 (2015),  
pp. 387-394

## Bilder

- Bild 2-1: Zusammenhang zwischen Häufigkeit (links) und Wahrscheinlichkeitsdichte (rechts) durch die Prozesse der Anpassung (Fitting) und des Samplings
- Bild 2-2: Hypothese – Wahrscheinlichkeitsfunktion der Versagensrate  $\nu$  von Sensoren laut Herstellerangaben
- Bild 2-3: Upgedatete Hypothese – Wahrscheinlichkeitsfunktion der Versagensrate  $\nu$  von Sensoren
- Bild 2-4: Ergebnis des Updatingprozesses mit  $\sigma_{\mu,1}' = 0,05$  mm; (links) Verteilungen des Mittelwertes; (rechts) Verteilungen der Basisvariablen; vor Update:  $\mu_{\mu}'$ , nach Update 1:  $\mu_{\mu}''$ , nach Update 2:  $\mu_{\mu}'''$
- Bild 2-5: Ergebnis des Updatingprozesses mit  $\sigma_{\mu,2}' = 0,01$  mm; (links) Verteilungen des Mittelwertes; (rechts) Verteilungen der Basisvariablen; vor Update:  $\mu_{\mu}'$ , nach Update 1:  $\mu_{\mu}''$ , nach Update 2:  $\mu_{\mu}'''$
- Bild 2-6: Beispiel gemessener Lasterhöhungsfaktoren an einer Autobahnbrücke
- Bild 2-7: Beispiel eines gemessenen Histogramms der Dehnungsschwingbreiten
- Bild 2-8: Findung mehrerer guter Lösungsmöglichkeiten: Beispiel für zwei Schädigungsparameter (x, y)
- Bild 2-9: Anpassungsparameter (links) und Vergleich der theoretischen und gemessenen Einflusslinie [43] (rechts)
- Bild 2-10: Mess- und Auswertungskette: vom Sensor zum Indikatorwert
- Bild 2-11: Beispiel der gemessenen Abhängigkeit der Eigenfrequenz (links) [47] und Dehnung (rechts) von der mittleren Tragwerkstemperatur
- Bild 2-12: Beispiel einer gemessenen Dehnung-Temperaturabhängigkeit am Brückentragwerk (links); Änderung der Dehnung-Temperaturabhängigkeit mit der Zeit (rechts)
- Bild 2-13: Einfluss der Umgebungstemperatur auf Schwingformamplitude (links); Korrelationskoeffizienten unter Schwingformamplituden von 14 Messpunkten (rechts)
- Bild 2-14: Beispiel der Reduktion von Unsicherheiten durch Temperaturkompensation der Eigenfrequenz (links) und der modalen Schwingamplitude (rechts) [47]
- Bild 3-1: Anzahl der Stege aller Tragwerke im Datensatzauszug der SIB
- Bild 3-2: Minimale Konstruktionshöhen von zweistufigen Plattenbalken laut SIB
- Bild 3-3: Verhältnis der maximalen zur minimalen Konstruktionshöhe bei zweistufigen Plattenbalken; Betrachtung von minimalen Konstruktionshöhen  $\geq 0,5$  m
- Bild 3-4: Verhältnis der ersten beiden Feldlängen beim zweistufigen Plattenbalken; (links) Gesamt; (Mitte) Brücken mit zwei Feldern; (rechts) Brücken mit mehr als zwei Feldern
- Bild 3-5: Anzahl der Felder beim zweistufigen Plattenbalken nach Anwendung der Filterkriterien
- Bild 3-6: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach Pearson) für den zweistufigen Plattenbalken mit zwei Feldern; angezeigt werden die mittlere Spannweite, Tragwerksbreite, Konstruktionshöhe, Verhältnis der Feldlängen, Vorspannkraft jeweils als Kerndichteschätzungen sowie im Verhältnis zueinander
- Bild 3-7: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach Pearson) für den zweistufigen Plattenbalken mit mehr als zwei Feldern; angezeigt werden die mittlere Spannweite, Tragwerksbreite, Anzahl der Felder, Konstruktionshöhe, Verhältnis der Feldlängen, Vorspannkraft jeweils als Kerndichteschätzungen sowie im Verhältnis zueinander

- Bild 3-8: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach Pearson) für den zweistufigen Plattenbalken mit zwei Feldern
- Bild 3-9: Matrix-Scatterplot inkl. Korrelationskoeffizienten (nach Pearson) für den zweistufigen Plattenbalken mit mehr als zwei Feldern
- Bild 3-10: Geometrische Parameter
- Bild 3-11: Parameter der schlaffen Bewehrung (links) und des Vorspannstahls (rechts)
- Bild 3-12: Kumulative Dichtefunktion des Erfüllungsgrades vom Biegemomentnachweis  $\alpha_{M,Erf}$  (links) und Querkraftnachweis  $\alpha_{V,Erf}$  (rechts)
- Bild 3-13: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment in Feldmitte bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-14: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment über der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-15: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für die Querkraft links neben der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-16: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment in Feldmitte des ersten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-17: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment über der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-18: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für das Moment in Feldmitte des zweiten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-19: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für die Querkraft links neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-20: Darstellung aller Samples für die Grenzzustandsfunktion  $G = R - E$  für die Querkraft rechts neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-21: Beispiel eines Distribution Fits über das Histogramm einer Grenzzustandsfunktion; in diesem Fall war die Student-T Verteilung am besten passend.
- Bild 3-22: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment in Feldmitte bei Zweifeldbrücken. (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-23: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment über der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-24: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für die Querkraft links neben der Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-25: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment in Feldmitte des ersten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-26: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment über der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-27: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für das Moment in Feldmitte des zweiten Feldes bei Mehrfeldbrücken; (links) mit Erfül-

- lungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-28: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für die Querkraft links neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 3-29: Vergleich ermittelter Zuverlässigkeitsindex mit normativer Vorgabe für die Querkraft rechts neben der ersten Stütze bei Zweifeldbrücken; (links) mit Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$ , (rechts) mit  $\alpha_{V,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 4-1: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der bezogenen Verkehrslast innerhalb 4 Perioden (Jahr, 30 Tage, Woche, Tag) bei Variationskoeffizient der Verkehrslastverteilung von 15 % (links) und 10 % (rechts)
- Bild 4-2: Dichtefunktionen der bezogenen Verkehrslasten als mögliche Ergebnisse einer hypothetischen WIM-Anlage
- Bild 4-3: Negative Änderung von  $\beta$  durch Verkehrsbelastung gemäß Verteilung d) im Bezug auf Verteilung b); zweifeldrige Brücken, Stützenmoment (links) und Schub (rechts); Erfüllungsfaktor  $\alpha = 1$
- Bild 4-4: Großteils positive Änderung von  $\beta$  durch Verkehrsbelastung gemäß Verteilung b) im Bezug auf Verteilung a); mehrfeldrige Brücken, Biegemoment im Feld 1 (links) und über der Stütze (rechts); Erfüllungsfaktor  $\alpha_{M,Erf}$  gemäß Bild 3-12
- Bild 4-5: Angenommenes Beispiel einer theoretischen und gemessenen Einflusslinie inkl. deren Streuung
- Bild 4-6: Darstellung vom Linearitätsfehler der Sensoren
- Bild 4-7: Schematische Darstellung vom Hysteresefehler
- Bild 5-1: Zwei Beispiele von Zusammenhang zwischen der Ausfallsdichte  $f(t)$ , der Ausfallrate  $h(t)$ , der Unzuverlässigkeit  $F(t)$  und der Zuverlässigkeit  $R(t)$
- Bild 5-2: Schematische Darstellung der Komponenten in einem Dauerüberwachungsmesssystem
- Bild 5-3: Beispiele der angenommenen Verteilungen von Ausfallraten für drei abgegebene Antworten; für geschätzte Ausfallrate von < 1 % (links); 2 bis 4 % (Mitte); 8 bis 20 % (rechts)
- Bild 5-4: Ausgewertete Verteilungen für Ausfallraten von Beschleunigungssensoren (links), geklebten Dehnmessstreifen (Mitte), und Schwingsaiten-Dehnungssensoren (rechts)
- Bild 5-5: Ausgewertete Verteilungen für Unzuverlässigkeit von geklebten Dehnmessstreifen (links), verschraubten Dehnmessstreifen (Mitte), und Neigungssensoren (rechts)
- Bild 5-6: Ausgewertete Verteilungen für Ausfallrate von Signalwandlern (links), die durchschnittliche Anzahl der davon betroffenen Sensoren (Mitte) und Ausfallrate der zentralen Datenerfassungseinheit (rechts)
- Bild 5-7: Ausgewertete Verteilungen für durchschnittliche Reparaturdauer (links), und Gesamtanteil der fehlenden Daten (rechts)
- Bild 5-8: Beispiel der nötigen Hardware-Komponenten zur Bestimmung der Durchbiegung in Feldmitte (links) und der Trägerverteilungsfaktoren (rechts)
- Bild 5-9: Kumulative Dichtefunktion der Messdauererlängerung ( $\Delta t_m$ ) bei deterministischen Werten  $t_{Rep}$  und  $\lambda$
- Bild 5-10: Verteilungsfunktion der Messdauererlängerung ( $\Delta t_m$ ) für zwei Indikatoren
- Bild 6-1: Schema einer Schadensentwicklung und der relevanten Grenzzustandsfunktion
- Bild 6-2: Schema der Messwert- und Indikatorentwicklung im Schadensfall
- Bild 6-3: Schema der Beziehung Verkehrslast-Durchbiegung
- Bild 6-4: Schema der Reduktion der aufnehmbaren Verkehrslast beim Auftreten einer

- bleibenden Verformung und linearem Ansatz der Beziehung zwischen inneren Kräften und Verformung
- Bild 6-5: Schema der Beziehung Indikator  $X$  und der Verkehrslast  $Q$
- Bild 6-6: Zeitlicher Ablauf der Indikatorwerte, bei dem durch Warnmeldung, die eine risiko-reduzierende Maßnahme auslöst, ein Versagen verhindert wird
- Bild 6-7: Zeitlicher Ablauf der Indikatorwerte, bei dem die Überwachungsmaßnahme versagt
- Bild 6-8: Verschiebung der Indikator-Extremwertteilungen während laufender Überwachung
- Bild 6-9: Beispiel der Prognose vom Reduktion des Bewehrungsdurchmessers (Mittelwert  $\pm$  Standardabweichung) durch gleichmäßige Korrosion
- Bild 6-10: Schema der Beziehung Indikator  $X$  und der Verkehrslast  $Q$  unter Einfluss von Degradation
- Bild 7-1: Hochstraße Gifhorn: Darstellung der überwachten Bereiche (grün); Bild aus [54]
- Bild 7-2: Position der Durchbiegungssensoren (DB, links) und der Temperatursensoren (T, rechts) im letzten Feld, 8 m vom Widerlager; Bild aus [54]
- Bild 7-3: Position der Rissweitesensoren (S) im Schubbereich bei Achse 8 (links und mittig); Position der Dehnungssensoren (F und A) im letzten Feld, 8 m vom Widerlager (rechts); Bild aus [54]
- Bild 7-4: Einfluss der mittleren Temperatur auf die Durchbiegung an zwei Messstellen
- Bild 7-5: Einfluss der Temperaturdifferenz ( $T_{oben} - T_{unten}$ ) auf die Durchbiegung an zwei Messstellen
- Bild 7-6: Beispiel des gemessenen Verlaufs der Temperaturen und der Durchbiegung
- Bild 7-7: Faltung der Daten vom Sensor DB1 (links) mit Daten verschiedener Temperatursensoren; (rechts) Faltung der Daten vom Sensor DB2 mit Temperaturdaten
- Bild 7-8: Vergleich der Messwertprognose mit den Messwerten für zwei Sensoren: (links) Durchbiegungssensor, (rechts) Rissweitesensor in Stützennähe
- Bild 7-9: Histogramm der Differenzen zwischen Messwertprognose und den Messwerten für zwei Sensoren
- Bild 7-10: Verlauf der gemessenen Durchbiegung (schwarz) und der temperaturkompensierten Werte (blau)
- Bild 7-11: Extremwertverteilungen der Tagesmaxima und Jahresmaxima von 1h-Medianen der temperaturkompensierten Durchbiegung (links) und Dehnung (rechts)
- Bild 7-12: Extremwertverteilungen der Tagesmaxima und Jahresmaxima von 1h-Medianen der temperaturkompensierten Rissweiten an 2 Messstellen
- Bild 7-13: Volumenmodell des Tragwerks
- Bild 7-14: Abmessungen des zweistegigen Plattenbalkens im Querschnitt
- Bild 7-15: Modellierte schlaffe Bewehrung (links), sowie Längs- und Quervorspannbewehrung (rechts)
- Bild 7-16:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme der Materialien; multilineares Materialmodell des Stahls, hier dargestellt für die schlaffe Bewehrung (links) und nichtlineares Materialmodell für den Beton (rechts)
- Bild 7-17: Lastpositionen bei der Schubbeanspruchung
- Bild 7-18: Vergleich der Messergebnisse der Probelastung mit den Simulationsergebnissen (Ergebnisse der Kurzzeitmessung (Dunkelgrau), Ergebnisse der Langzeitmessung (mittlerer Grauton) und Ergebnisse der Simulation (Hellgrau)); Dehnungen (Sensoren F, S und A) in [‰], Durchbiegungen (Sensoren DB) in [m]
- Bild 7-19: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 unter Biegebeanspruchung

- Bild 7-20: Dehnungswerte der Sensoren S2 (im Schubbereich) (links) und F2 (in Feldmitte) (rechts) unter Biegebeanspruchung
- Bild 7-21: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen der Brücke bei Biegebeanspruchung unter charakteristischer Last  $Q_k$ ; farblich dargestellt sind Dehnungen, bei denen Risse zu erwarten sind
- Bild 7-22: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen der Brücke und der Fahrbahnplatte (links) und an der Unterseite (rechts) bei Biegebeanspruchung kurz vor dem Versagen (bzw. nicht-Konvergenz der Lösung); farblich dargestellt sind Dehnungen, bei denen Risse zu erwarten sind
- Bild 7-23: Deformation im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 bei Biegebelastung für 5%-, 50%- und 95%-Quantile der Materialkennwerte
- Bild 7-24: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 unter Schubbeanspruchung 1,25 m vom Lager entfernt ( $45^\circ$ )
- Bild 7-25: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen der Brücke und der Fahrbahnplatte (links) und an der Unterseite (rechts) bei Schubbeanspruchung 1,25 m vom Lager entfernt ( $45^\circ$ ), bei der maximalen gerechneten Last; farblich dargestellt sind Bereiche mit Dehnungen bei denen Risse zu erwarten sind
- Bild 7-26: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 unter Schubbeanspruchung 2,15 m vom Lager entfernt ( $30^\circ$ )
- Bild 7-27: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen an der Unterseite bei Schubbeanspruchung 2,15 m vom Lager entfernt ( $30^\circ$ ) unter charakteristischer Last  $Q_k$ ; farblich dargestellt sind Bereiche mit Dehnungen bei denen Risse zu erwarten sind
- Bild 7-28: Gesamte (elastische und plastische) Dehnungen und der Fahrbahnplatte (links) und an der Unterseite (rechts) bei der Schubbeanspruchung; Lastposition ist 2,15 m vom Lager entfernt ( $30^\circ$ ), bei der gerechneten Maximallast; farblich dargestellt sind Bereiche mit Dehnungen, bei denen Risse zu erwarten sind
- Bild 7-29: Dehnungswerte im Bereich der Sensoren A2 im Auflagerbereich (links) und S2 im Schubbereich (rechts) unter Schubbeanspruchung bei der Lastposition  $30^\circ$
- Bild 7-30: Deformation im Feld 9-B bei den Sensoren S1 und DB2 bei der Schubbeanspruchung; Laststellung 2,15 m vom Lager entfernt ( $30^\circ$ ) für das 5%-, 50%- und 95%-Quantil der Materialfestigkeiten
- Bild 7-31: Deformation im Feld 9-B bei den Sensoren S1 und DB2 bei Schubbeanspruchung; Laststellung 3,43 m vom Lager entfernt ( $20^\circ$ ) für das 5%-, 50%- und 95%-Quantil der Materialfestigkeiten
- Bild 7-32: Dehnungswerte im Bereich der Sensoren A2 im Auflagerbereich (links) und S2 im Schubbereich (rechts) unter Schubbeanspruchung  $20^\circ$  für das 5%- und das 95%-Quantil der Materialfestigkeiten
- Bild 7-33: Reduktion des Stahlquerschnittes (links) und des Stahldurchmessers (rechts) durch Korrosion
- Bild 7-34: Durchbiegung im Feld 9-B bei den Sensoren DB1 und DB2 des korrodierten Bauwerks unter Biegebeanspruchung
- Bild 7-35: Dehnungswerte im Bereich der Sensoren S2 im Schubbereich (links) und F2 im Feld (rechts) unter Biegebeanspruchung und Korrosionsschädigung
- Bild 7-36: Durchbiegung im Feld 9-B beim Sensor DB2 (links) und beim Sensor S1 im Schubbereich (rechts) des korrodierten Bauwerks unter Schubbeanspruchung Laststellung 1,25 m ( $45^\circ$ ) vom Lager entfernt
- Bild 7-37: Durchbiegung im Feld 9-B im Bereich der Sensoren DB1 und DB2 des korrodierten Bauwerks bei Schubbeanspruchung; Laststellung 2,15 m vom Lager entfernt ( $30^\circ$ ) vom Lager entfernt
- Bild 7-38: Vorgehen bei der Berechnung von plastischer Deformation

Bild 7-39: Berechnete bleibende plastische Verformung bei der Biegebeanspruchung nach Entlastung; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor F2 (rechts)

Bild 7-40: Berechnete bleibende plastische Verformung bei Schubbeanspruchung 45° nach Entlastung; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor S2 (rechts)

Bild 7-41: Berechnete bleibende plastische Verformung bei Schubbeanspruchung 30° nach Entlastung; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor S2 (rechts)

Bild 7-42: Berechnete bleibende plastische Verformung bei Schubbeanspruchung 20° nach Entlastung bei Berechnung mit 5%-Quantilen der Festigkeiten; Durchbiegung im Bereich vom Sensor DB2 (links) und Dehnung im Bereich vom Sensor S2 (rechts)

Bild 7-43: Histogramme der Einwirkung und des Widerstands für Biegemoment über Stütze (links), und Schubkraft in Stützennähe (rechts)

Bild 7-44: Histogramm und angepasste Verteilung der Grenzzustandsfunktion für den Biegemoment in der Mitte vom Feld 9 (links), und für die Schubkraft in Stützennähe (rechts)

Bild 7-45: Beziehung vom Indikator zur bezogenen Verkehrslast, mit dargestellten Unsicherheiten von  $Q_{xlim}$  und  $Q_{max}$ ; Indikator der bleibenden Durchbiegung (links) und der bleibenden Dehnung (rechts)

Bild 7-46: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Schwellwerte ( $P_{vlim}$ ) in Abhängigkeit der gemessenen Tagesmaxima der Indikatoren für die Durchbiegung (links) und die Dehnung (rechts)

Bild 7-47: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Schwellwerte ( $P_{vlim}$ ) in Abhängigkeit der gemessenen Tagesmaxima der Indikatoren für zwei Rissweitensensoren

Bild 7-48: Verteilung der kombinierten Ausfallrate der Anlage (links); Verteilung der Messdauerverlängerung (rechts)

Bild 7-49: Verteilungsfunktion der Reaktionsphasendauer (links); Verteilungsfunktionen der bezogenen Verkehrslasten für 50 Werte der Messdauerverlängerung (rechts), wobei die Verkehrslasten für den Bezugszeitraum von 1 Jahr rot dargestellt sind

## Tabellen

Tab. 2-1: Einzelwerte für das Updating

Tab. 2-2: Beispiel gemessener Rissweiten

Tab. 2-3: Verteilung des Mittelwertes nach dem Update

Tab. 2-4: Gemessene jährliche Maximalwerte der Windgeschwindigkeit in m/s

Tab. 2-5: Reduktion des Teilsicherheitsfaktors  $\gamma_Q$  durch messtechnische Bestimmung der Lastparameter [66]

Tab. 2-6: Häufig verwendete Indikatoren

Tab. 3-1: Felder Datenbankauszug Plattenbrücken und Filterkriterien

Tab. 3-2: Parameter der Brückenpopulation für zwei Felder

Tab. 3-3: Parameter der Brückenpopulation für mehr als zwei Felder

Tab. 3-4: Verteilungsparameter Betondruckfestigkeit

Tab. 3-5: Verteilungsparameter Bewehrungsstahl

Tab. 3-6: Definition der Modellunsicherheiten für Einwirkungen und Widerstände

Tab. 3-7: Verteilungsparameter für äußere Abmessungen

Tab. 3-8: Verteilungsparameter für die Betondeckung

Tab. 4-1: Beispiel der Auswirkung reduzierter Einflusslinien auf den Zuverlässigkeitsindex

- 
- Tab. 5-1: Probabilistische Verteilungen für Hardwaredefekte ermittelt aus den Umfrageergebnissen
- Tab. 6-1: Werte des Koeffizienten  $k_{lm}$  für ausgewählte Kombinationen von  $P_{QXlim}$  und  $P_{Qmax}$
- Tab. 7-1: Standardabweichung der Mediane von temperaturkompensierten Messwerten ( $\sigma_{comp}$ )
- Tab. 7-2: Eigenschaften der verwendeten Materialien
- Tab. 7-3: Verwendete Materialeigenschaften bei Berechnungen mit Quantilwerten
- Tab. 7-4: Eingangswerte der Korrosionsberechnung inkl. Variablenbezeichnung
- Tab. 7-5: Reduktion des Bewehrungs- bzw. Vorspanndurchmessers für die gewählten Zeitschritte
- Tab. 7-6: Variablen zur Berechnung der Parameter rForce, rDisp und uForce
- Tab. 7-7: Auflistung ausgewählter probabilistischer Verteilungen
- Tab. 7-8: Versagenswahrscheinlichkeiten  $P_f$  und Zuverlässigkeitsindexe  $\beta$  ausgewählter Grenzzustände
- Tab. 7-9: Schwellwerte für verschiedene Versagenswahrscheinlichkeiten, ohne Messunsicherheiten
- Tab. 7-10: Schwellwerte für verschiedene Versagenswahrscheinlichkeiten, mit berücksichtigten Messunsicherheiten
- Tab. 7-11: Versagenswahrscheinlichkeiten  $P_{f,Re,1}$  und zugehörige Zuverlässigkeitsindexe
- Tab. 7-12: Versagenswahrscheinlichkeiten  $P_{f,Re,1}$  und zugehörige Zuverlässigkeitsindexe
- Tab. 7-13: Zugewinn der Zuverlässigkeit durch die Überwachungsmaßnahme



## Anhang

### A1 Umfrage unter Anbietern von Monitoringdienstleistungen

Dieses Kapitel beinhaltet den Text der durchgeführten Umfrage, samt den Erklärungstexten und Antwortoptionen.

Es werden folgende Kürzel benützt:

- F...* Frage
- A<sub>1</sub>...* Antwortoptionen für Einzelauswahl
- A<sub>mult</sub>...* Antwortoptionen für multiple Auswahl
- A<sub>text</sub>...* Antwort in Form vom freien Textfeld
- T...* Erklärungstext

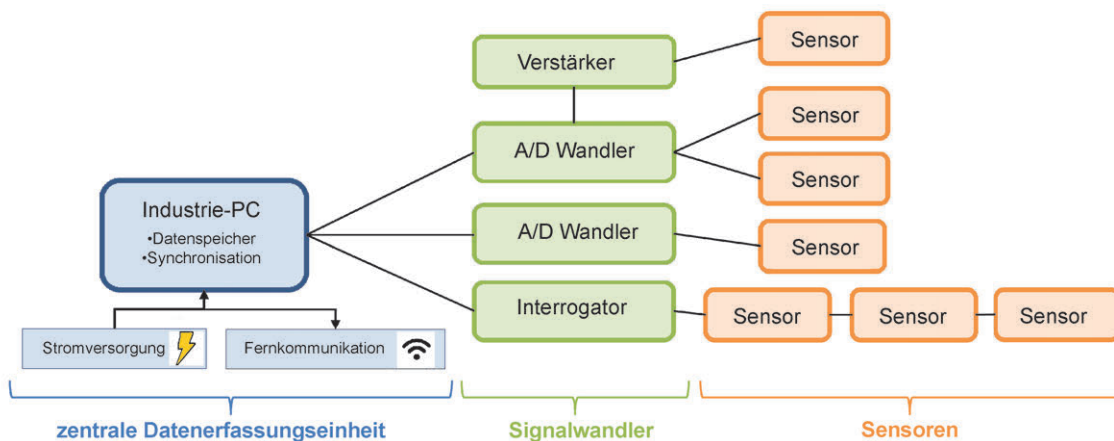
#### Einleitung

*T:* „Dieser Fragebogen richtet sich an Anbieter von Monitoringdienstleistungen für Bauwerke. Herzlich willkommen!

Der Fragebogen beinhaltet ca. 20 Fragen und das Ausfüllen dauert ca. 10-20 min.

Die Fragen betreffen Erfahrungswerte der Zuverlässigkeit von Messkomponenten, sowie vom gesamten Messsystem. Sie werden hier gebeten, z. B. die Ausfallsrate eines Sensortyps oder die Häufigkeit von Datenverlusten abzuschätzen.

Unter Monitoringsystem wird hier eine permanente Installation vom Messsystem am Bauwerk verstanden, die sich wie folgt unterteilt: zentrale Datenerfassungseinheit, Signalwandler und Sensoren (siehe Bild).“



*T:* „Bitte geben Sie möglichst realistische Schätzwerte an (weder überschätzt noch unterschätzt). Die Anonymität der eingegebenen Daten wird strikt bewahrt!“

#### Erfahrung im Bereich Dauerüberwachung

*F:* „Wie viele Dauerüberwachungsanlagen haben Sie in den letzten 10 Jahren betrieben?“

*A<sub>1</sub>:* 1-4; 5-10; 11-20; >20

*F:* „Welche Art von Bauwerken wird vorwiegend überwacht?“

*A<sub>mult</sub>:* Brücken; Hochhäuser; Windturbinen; Pipelines; Maschinenfundamente; technische Anlagen; andere

## Hardware

*T:* „Im Folgenden werden Sie gebeten, Sensortypen mit denen Sie Erfahrung haben, auszuwählen. Für jeden Sensortyp werden wir Sie bitten, die Ausfallsrate und Datenzuverlässigkeit abzuschätzen.“

*F:* „Bitte wählen sie die Sensortypen aus, die sie bei der Dauerüberwachung benützen“

*A<sub>mult</sub>:* Beschleunigungssensoren; Geophone; Neigungssensoren; induktive Wegaufnehmer; Laserdistanzsensoren; Schlauchwaagensystem; DMS geklebt; DMS verschraubt/aufgeschweißt; optische Faser; Schwingsaiten; Temperatursensoren; Erddrucksensoren; andere

## Ausfälle

Für jeden ausgewählten Sensortyp:

*F:* „Gemäß Ihrer Erfahrung, wie hoch ist die jährliche Ausfallsrate vom Sensortyp\_XY?“

*T:* „Unter Ausfall wird hier der permanente Funktionsverlust verstanden.

Wenn z. B. 20 Sensoren im Einsatz sind und innerhalb von 5 Jahren fallen 2 davon aus, dann ist die jährliche Ausfallsrate =  $2/20/5 = 0.02 = 2 \%$ .“

*A<sub>J</sub>:* <1 %; 1-2 %; 2-4 %; 4-8 %; >8 %

Für jeden ausgewählten Sensortyp:

*F:* „Gemäß Ihrer Erfahrung, wie hoch ist die Unzuverlässigkeit vom Sensortyp\_XY?“

*T:* „Unzuverlässigkeit ist hier als Anteil der Zeit, bei der der Sensor vorübergehend ein ungültiges oder kein Signal liefert, definiert. Die Ursachen der Störung können hier unterschiedlich sein: Eindringen von Feuchtigkeit, mechanische Störung der Befestigung, Wert außerhalb vom Messbereich, usw.

Wenn z. B. ein Sensor in 97 % seiner Betriebsdauer gültige Signale liefert, ist seine Unzuverlässigkeit 3 %.“

*A<sub>J</sub>:* <1 %; 1-2 %; 2-4 %; 4-8 %; >8 %

*F:* „Gemäß Ihrer Erfahrung, wie hoch ist die jährliche Defektrate der Signalwandler (Verstärker, A/D Wandler, Interrogator, usw.)?“

*T:* „Wenn z. B. 10 Signalwandler eingebaut sind und innerhalb von 4 Jahren tritt bei 2 davon ein Defekt auf, dann ist die jährliche Defektrate =  $2/10/4 = 0.05 = 5 \%$ “

*A<sub>J</sub>:* <1 %; 1-2 %; 2-5 %; 5-10 %; >10 %

*F:* „Wenn ein Defekt an einem Signalwandler auftritt, wie viele Sensoren sind im Durchschnitt davon betroffen?“

*T:* „Wenn z. B. an einem A/D Wandler 4 Sensoren angeschlossen sind, dann sind durch einen defekten A/D Wandler 4 Sensoren betroffen.“

*A<sub>J</sub>:* 1; 2-3; 4-7; 8-12; >12

*F:* „Gemäß Ihrer Erfahrung, wie hoch ist die jährliche Defektrate der zentralen Datenerfassungseinheit (Industrie-PC, inkl. Stromversorgung)?“

*T:* „Wenn z. B. der Industrie-PC oder seine Stromversorgung durchschnittlich einmal in 6 Jahren defekt wird, ist die jährliche Defektrate =  $1/6 = 0.167 = 16.7 \%$ “

*A<sub>J</sub>:* <1 %; 1-3 %; 3-8 %; 8-20 %; >20 %

*F:* „Was ist die durchschnittliche Reparaturdauer eines Defektes?“

*T:* „Damit ist die Zeit zwischen dem Auftreten und der Behebung vom Defekt gemeint. Es betrifft Defekte aller Komponenten im Durchschnitt.“

*A<sub>J</sub>:* <1 Tag; 1-2 Tage; 3-6 Tage; 7-14 Tage; 15-30 Tage

**Erfahrungswerte zu Datenverlusten**

*F:* „Im Idealfall würde das Monitoringsystem zu 100 % gültige Werte aller Sensoren liefern. Gemäß Ihrer Erfahrung, wie hoch ist der Anteil der Daten, die in realen Monitoringsystemen im Vergleich zum Idealfall fehlen oder ungültig sind?“

*T:* „Datenausfall allfällige Ursachen: Sensorausfall, Stromversorgungsunterbrechung, Vandalismus, Wert außer Messbereich, ungültige Sensorsignale, usw.“

*A<sub>J</sub>:* <1 %; 1-4 %; 4-10 %; 10-20 %; >20 %

*F:* „Wie oft kommt es zur Unterbrechung der Fernkommunikation zum Industrie-PC?“

*T:* „Damit ist der Anteil der Zeit gemeint, wo die Datenerfassung zwar funktioniert aber die Anlage per Funkverbindung nicht erreichbar ist. Hier kommt es nicht zum Datenverlust, lediglich zur verspäteten Lieferung der Daten.“

*A<sub>J</sub>:* <1 %; 1-2 %; 2-4 %; 4-8 %; >8 %

## A2 Wahrscheinlichkeit von Verkehrsereignissen

In diesem Kapitel wird die Ableitung von  $P_{f,xlim}$  aufgezeigt. Mit  $P_{f,xlim}$  wird die Wahrscheinlichkeit, dass ein Verkehrsereignis größer  $Q_{max}$ , vor einem anderen Verkehrsereignis, welches größer  $Q_{xlim}$  ist, innerhalb des Betrachtungszeitraums  $t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}$  auftritt, bezeichnet. Dabei ist  $Q_{xlim}$  die Verkehrslast, die eine Überschreitung vom Schwellwert  $X_{lim}$  verursacht.  $Q_{max}$  ist die maximal aufnehmbare Verkehrslast für einen bestimmten Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit der Verkehrslasten verschiedener Größen ( $q$ ) innerhalb des Betrachtungszeitraums ist durch eine Gumbel-Verteilung gegeben. Zur Vereinfachung der Schreibweise wird  $Q_{xlim} = A$  und  $Q_{max} = B$  verwendet. Bild A2-1 zeigt die Wahrscheinlichkeitsdichte der Lastextreme im Betrachtungszeitraum  $PDF(q)$ , sowie die Überschreitungswahrscheinlichkeiten im Betrachtungszeitraum  $P(Q_m > q)$ .

Folgende Bezeichnungen werden hier eingeführt:

$Q_m$ : Maximum der Verkehrslast innerhalb des Betrachtungszeitraums  $t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}$

$\tau_B$ : Zeitpunkt der ersten Überschreitung von B im Betrachtungszeitraum

$Q_b$ : Maximum der Verkehrslast innerhalb des Zeitraums  $t_0 < \tau < \tau_B$

$\Delta t_i$ : Dauer eines Zeitintervalls innerhalb des Betrachtungszeitraums

$Q_{\Delta t_i, m}$ : Maximum der Verkehrslast im Zeitintervall  $\Delta t_i$

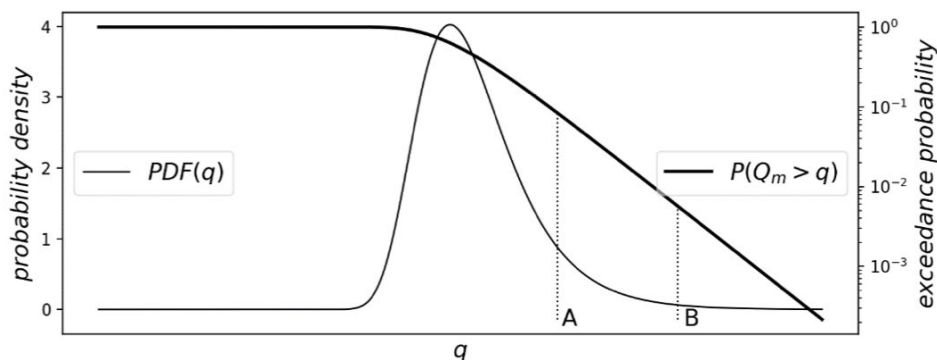


Bild A2-1: Verteilung von Verkehrslastextremen

Die Definition der gesuchten Wahrscheinlichkeit  $P_{f,xlim}$  ist durch Gl. A2-1 gegeben. In Gl. A2-2 steht der gleiche Ausdruck in vereinfachter Schreibweise. In diesem Anhang ist die Ableitung der resultierenden Formel Gl. A2-3 beschrieben. In dem ganzen Prozess wird vorausgesetzt, dass  $B > A$ .

$$P_{f,xlim} = P[\max(q(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + t_{rp}} > B \cap \max(q(\tau))_{t_0 < \tau < t_0 + \tau_B} < A] \quad \text{Gl. A2-1}$$

$$P_{f,xlim} = P[Q_m > B \cap Q_b < A] \quad \text{Gl. A2-2}$$

$$P_{f,xlim} = P[Q_m > A] \cdot \frac{\ln(1 - P[Q_m > B])}{\ln(1 - P[Q_m > A])} \quad \text{Gl. A2-3}$$

Zuerst nehmen wir an, dass die Wahrscheinlichkeiten einer Zerlegung des Zeitintervalls  $[t_0, t_0 + t_{rp}]$  in  $n$  gleichlange Teilstücke  $[t_{i-1}, t_i]$ , (mit  $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$ ,  $i = 1, \dots, n$ ) unabhängige Zufallsvariablen  $Q_{\Delta t_i, m}$  definieren, welche wir zusätzlich als mit identischer Verteilung annehmen. Das heißt, dass die Wahrscheinlichkeit einer Überschreitung von A respektive B in allen Zeitintervallen dieser Unterteilung gleich groß ist. Da die Wahrscheinlichkeit  $P[Q_m < A]$  gleichbedeutend damit ist, dass alle unabhängigen  $Q_{\Delta t_i, m} < A$  bleiben, erhalten wir:

$$P(Q_m < A) = \prod_i P(Q_{\Delta t_i, m} < A) \quad \text{Gl. A2-4}$$

Aus der Bedingung der identischen Verteilung erhalten wir eine alternative Formulierung:

$$P(Q_{\Delta t_i, m} < A) = P(Q_{\Delta t_j, m} < A) \quad \forall i, \forall j \quad \text{Gl. A2-5}$$

Oder verbal ausgedrückt: in jedem Intervall  $i$  liegt die gleiche Verteilung vor.  
Wenden wir dies auf die rechte Seite von Gleichung Gl. A2-4 an, erhalten wir:

$$\prod_i P(Q_{\Delta t_i, m} < A) = P(Q_{\Delta t_i, m} < A)^n. \quad \text{Gl. A2-6}$$

Daraus in Kombination mit der linken Seite von Gleichung Gl. A2-4 erhalten wir schließlich

$$P(Q_{\Delta t_i, m} < A) = \sqrt[n]{P(Q_m < A)} \quad \text{Gl. A2-7}$$

Um  $P_{f, xlim}$  gemäß der Definition laut Gl. A2-1 zu berechnen, nehmen wir an, dass in den ersten  $m$  Intervallen keine Überschreitung von  $A$  stattfindet und im Intervall  $m + 1$  findet eine Überschreitung von  $B$  statt.

$$P \left[ \max(q(\tau))_{t_m < \tau < t_0 + t_{m+1}} > B \cap \max(q(\tau))_{t_0 < \tau < t_m} < A \right] = (\sqrt[n]{P(Q_m < A)})^m (1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)}) \quad \text{Gl. A2-8}$$

Laut der Definition von  $\tau_B$  ist  $t_m < \tau_B < t_0 + t_{m+1}$ .  
Das bedeutet:

$$P_{f, xlim} = P[Q_m > B \cap Q_b < A] = \sum_{m=0, \dots, n-1} (P(Q_m < A))^{\frac{m}{n}} \cdot (1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)}) \quad \text{Gl. A2-9}$$

Und gemäß der geometrischen Summenformel:

$$\sum_{m=0, \dots, n-1} (P(Q_m < A))^{\frac{m}{n}} \cdot (1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)}) = (1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)}) \frac{1 - (\sqrt[n]{P(Q_m < A)})^n}{1 - \sqrt[n]{P(Q_m < A)}} \quad \text{Gl. A2-10}$$

$$(1 - P(Q_m < A))^{\frac{(1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)})}{1 - \sqrt[n]{P(Q_m < A)}}} = P[Q_m > A]^{\frac{(1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)})}{1 - \sqrt[n]{1 - P(Q_m > A)}}} \quad \text{Gl. A2-11}$$

Und schließlich:

$$P[Q_m > A]^{\frac{(1 - \sqrt[n]{P(Q_m < B)})}{1 - \sqrt[n]{1 - P(Q_m > A)}}} = P[Q_m > A]^{\frac{(1 - \sqrt[n]{1 - P(Q_m > B)})}{(1 - \sqrt[n]{1 - P(Q_m > A)})}} \quad \text{Gl. A2-12}$$

Für  $n$  gegen unendlich (unendlich feine Intervallunterteilung) ergibt hier ein formaler Ausdruck  $0/0$ .

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1 - \sqrt[n]{1 - P[Q_m > B]}}{1 - \sqrt[n]{1 - P[Q_m > A]}} = \frac{0}{0} \quad \text{Gl. A2-13}$$

Nach Anwendung der Regel von de l'Hospital (mit  $n$  als quasi reeller Variable) erhalten wir

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1 - \sqrt[n]{1 - P[Q_m > B]}}{1 - \sqrt[n]{1 - P[Q_m > A]}} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{\frac{1}{n^2} \sqrt[n]{1 - P[Q_m > B]} \ln(1 - P[Q_m > B])}{\frac{1}{n^2} \sqrt[n]{1 - P[Q_m > A]} \ln(1 - P[Q_m > A])} = \frac{\ln(1 - P[Q_m > B])}{\ln(1 - P[Q_m > A])} \quad \text{Gl. A2-14}$$

Und damit endlich (ident mit Gl. A2-3):

$$P_{f, xlim} = P[Q_m > A] \cdot \frac{\ln(1 - P[Q_m > B])}{\ln(1 - P[Q_m > A])} \quad \text{Gl. A2-15}$$

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

##### 2015

**B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken**

Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke,  
Fischer, Schneider € 14,00

**B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Placzek, Pohl  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**

Mayer, Brennberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**

Mayer, Brennberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton**

Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**

Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit**

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln**

Schmidt, Simon, Guder, Juknat,  
Hegemann, Dehn € 16,00

**B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger**

Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse**

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken**

Eilers, Friedrich, Quaaas, Rogalski, Staeck  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

##### 2016

**B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung**

Geißler, Krohn € 15,50

**B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke**

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit**

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thrö  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur**

Mielecke, Graubner, Roth  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden**

Kuhlmann, Hubmann € 21,50

**B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden**

Ungermann, Brune, Giese € 21,00

**B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen**

Schmellekamp  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Modelle und RFID-Tags**

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbauwerke**

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisierungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nachhaltigkeit**

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Erhaltungskonzepte von Straßenbrücken**

Gehrlein, Lingemann, Jungwirth  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

##### 2017

**B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln**

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden**

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton**

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50  
**B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken**  
Mayer

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie**

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden, Köhler, Kremkau € 16,50

**B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5**

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln**

Moormann, Buhmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken**

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer, Brennberger, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**2018****B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln**

Mühlberger, Gast, Plab, Probst € 15,50

**B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke**

Neumann, Brauer € 16,50

**B 145: 8. BAST-Tunnelsymposium vom 6. Juni 2018 in der Bundesanstalt für Straßenwesen Bergisch Gladbach – Tagungsband**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**2019****B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**2020****B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden**

Paschen, Dürrer, Gronau, Rentmeister  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit**

Maurer, Bettin  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke**

Keßler, Gehlen € 14,50

**B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze**

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken**

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.