

**Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

---

**Beispielhafte Untersuchung  
zum Einsatz von Monitoring-  
methoden an einer Brücke**

**Ulrich Retze**



Die vorliegende Arbeit ist eine von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr genehmigte Dissertation.

## **Danksagung**

Diese Arbeit wurde während meiner Beschäftigung als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität der Bundeswehr München erarbeitet.

Für die Betreuung meiner wissenschaftlichen Arbeiten während der gesamten Zeit am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig meinen Dank aussprechen. Die fachlichen Diskussionen und das persönliche Engagement von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mangerig bereicherten dabei stets meine Forschungsarbeiten. Seine Ratschläge und zielführenden Hinweise waren sehr hilfreich und haben wesentlich zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Otto Heunecke möchte ich meine Anerkennung für die Übernahme des Koreferats, die stete Bereitschaft zu fachlichen Gesprächen und die freundliche Unterstützung aussprechen.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser bin ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission dankbar.

Der Diskussionsbereitschaft und steten Hilfe in sämtlichen Angelegenheiten der Kollegen und Kolleginnen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau gebührt besonderer Lob.

Ich respektiere das Vertrauen meiner Familie, die mich ununterbrochen unterstützt hat und somit einen unschätzbaren Wert für das Gelingen dieser Arbeit geleistet hat. Insbesondere meiner Frau Daniela bin ich für ihr unermüdliches Verständnis zu tiefst verbunden. Große Motivation zur Fertigstellung dieser Arbeit habe ich durch meinen Sohn Luca erhalten, dem ich hiermit ebenfalls danke.



## **Kurzfassung**

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit einer beispielhaften Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke. Messtechnikgestützte Überwachungsstrategien bieten die Möglichkeit die Zuverlässigkeit der derzeit rein visuell stattfindenden Brückeninspektion in Deutschland nachhaltig zu verbessern. Im Rahmen der Arbeit wird das globale Monitoringkonzept erörtert und an einem Anwendungsbeispiel umgesetzt. Dabei werden gesamtheitliche Brückenverformungen und –schwingungen zur Identifizierung von Strukturveränderungen infolge Schäden in Betracht gezogen. Als Testobjekt diente eine Straßenbrücke, die ersetzt und abgerissen wurde. Kurz vor dem Brückenabriss konnten realitätsnahe Schädigungsszenen ins Tragwerk eingebracht werden.

Ein weiterer Schwerpunkt der Arbeit liegt auf der Klärung der physikalischen nichtlinearen Beeinflussung der charakteristischen Eigenfrequenzen von Stahlbeton-, Spannbeton- bzw. Verbundbrücken infolge klimatischer Temperatureinwirkung. Die Temperaturen modifizieren die Monitoringparameter. Der Umfang dieser Veränderungen kann dabei das Maß von schädigungsinduzierten Frequenzverschiebungen erreichen. Aus diesem Grund bildet die eindeutige Interpretierbarkeit des Temperatureinflusses auf die global überwachten Monitoringparameter die Basis einer zuverlässigen Zustandsüberwachung.

Aus den Ergebnissen der Schädigungstests geht hervor, dass unter Anwendung geeigneter Messtechniken und moderner Auswertelgorithmen Schädigungen frühzeitig erkannt werden können. Die Kombination von verschiedenartigen Überwachungskenngrößen zeigt sich als effektiv und zuverlässigkeitssteigernd.

## **Abstract**

The determination of bridge's health condition by using global structural monitoring systems is the main topic of this work. Surveilling strategies based on measurements offer the possibility to improve the reliability of visual bridge inspections. The global monitoring concept is discussed and proofed on a real bridge structure. The deflection and vibration behavior was monitored during damage tests. An old bridge that had to be replaced was used as a test object. Before the pulldown of the bridge, realistic damage scenarios were indicated in the structure. The changes to the monitored parameters due to the damage cases were analysed.

Another main topic was based on the answers to the questions how thermal effects could change the monitored modal parameters and how to separate these natural influences from damage events. The quantity of thermal-based changes of the modal parameters can reach the expected modal shifts due to structural damages. To obtain a reliable monitoring system

it's necessary to identify the physical and mechanical reasons of the mentioned thermal influences.

The results of the damage tests show that all simulated damages could be identified by the global monitoring concept. The combination of different structural characteristics as monitoring parameter leads to an improved damage identification process.

## Inhaltsverzeichnis:

1	Einleitung.....	1
2	Aufgabenstellung.....	3
2.1	Entwicklung des Straßenbrückenbaus in Deutschland.....	3
2.2	Aktuelle Regelungen der Bauwerksprüfung in Deutschland.....	9
2.3	Zuverlässigkeit der Bauwerksprüfung.....	12
2.4	Zieldefinition .....	13
3	Monitoring – Begriffserläuterungen .....	15
3.1	Bedeutung des Begriffs – Monitoring .....	15
3.2	Monitoringstrategien .....	15
3.3	Konzeptfindung von Monitoringmaßnahmen für Straßenbrücken .....	17
3.4	Aktueller Stand der Forschung .....	18
3.4.1	Verformungsbasiertes Monitoring .....	19
3.4.2	Schwingungsbasiertes Monitoring .....	23
3.4.3	Bewertung und Zieldefinition für die eigene Arbeit .....	29
4	Klimatische Temperatureinflüsse auf Brückentragwerke .....	31
4.1.1	Temperaturbedingte Verformungsänderungen.....	31
4.1.2	Temperatureinflüsse auf die Schwingungscharakteristik.....	33
5	Theoretische Grundlagen.....	40
5.1	Verformungsbasiertes Monitoringkonzept .....	40
5.1.1	Strukturdeformationen .....	40
5.1.2	Betrachtungen zur Beschreibung beschädigter Strukturen .....	41
5.1.3	Schädigungsidentifizierung – Schädigungslokalisierung .....	43
5.1.4	Genauigkeitsbetrachtungen.....	48
5.2	Schwingungsbasiertes Monitoringkonzept .....	50
5.2.1	Dynamik der Baustruktur .....	51
5.2.2	Experimentelle Modalanalyse.....	57
5.2.3	Theoretische Betrachtungen zur Schädigungsidentifizierung.....	63
5.2.4	Mess- und Auswertegenauigkeit.....	70
5.2.5	Erkennbarkeit von Strukturveränderungen .....	75
5.2.6	Lokalisierung von Schädigungen.....	78
6	Zustandsüberwachung einer Straßenbrücke.....	80
6.1	Verbundbrücke im Zuge der Staatsstraße St 2062 .....	80
6.1.1	Bauwerksbeschreibung .....	80
6.1.2	Numerisches Simulationsmodell.....	82
6.2	Konzipierung der Schädigungstests .....	84

6.2.1	Schädigungsszenarien .....	84
6.2.2	Konfiguration der Messtechnik .....	87
6.3	Verformungsbasierte Messkampagne .....	91
6.3.1	Zum Trag- und Verformungsverhalten der Verbundbrücke .....	91
6.3.2	Progressive Schädigungstests .....	94
6.3.3	Zusammenfassung: Verformungsbasiertes Monitoring .....	104
6.4	Schwingungsbasierte Messkampagne .....	106
6.4.1	Modale Identifizierung.....	106
6.4.2	Berücksichtigung klimatischer Einflüsse .....	110
6.4.3	Progressive Schädigungstests .....	123
6.4.4	Zusammenfassung: Schwingungsbasiertes Monitoring .....	131
6.5	Ausblick Monitoringstrategie.....	131
6.6	Zusammenfassung: Monitoring Beispiel.....	132
7	Aktuelle Bauwerkssicherheit durch Monitoring.....	134
7.1	Zuverlässigkeitsbetrachtungen .....	134
7.1.1	Die Tragfähigkeit einer Brückenstruktur .....	135
7.1.2	Definition der Bauwerkssicherheit .....	136
7.1.3	Die Monte-Carlo Methode.....	138
7.2	Bauwerkszuverlässigkeit am Beispiel der Straßenbrücke Schlehdorf.....	140
7.2.1	Sicherheitsmarge auf Grundlage der Monte-Carlo Simulation .....	141
7.2.2	Berücksichtigung von Ergebnissen des Monitorings .....	143
7.3	Ergebnis .....	145
8	Fazit – Ausblick .....	146
9	Literaturverzeichnis .....	148
10	Anhang .....	158
A1:	Ergebnisse der Studie „Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges“.....	158
A2:	Klimatische Einflüsse auf die Temperaturverteilung innerhalb von Brücken .....	161
A3:	Parameterstudie zum Einfluss der Schädigungsposition auf die Eigenfrequenzen einer Struktur .....	165
A4:	Berechneter Tagesgang eines Sommertages – Temperaturverteilung im Brückenquerschnitt.....	168

# 1 Einleitung

Das Bauingenieurwesen beschreibt die Wissenschaft von der Konstruktion, der Berechnung und der Ausführung von Bauwerken aller Art. Dabei werden naturwissenschaftliche Grundlagen für die statische Auslegung der Tragwerke herangezogen. Das Bauingenieurwesen zeichnet sich gegenüber anderen Ingenieurwissenschaften darin aus, dass die Kenntnisse über den Bauwerkswiderstand eines Tragwerks und über die einwirkenden Belastungen lediglich auf der sicheren Seite liegend im Vorfeld des Baus abgeschätzt werden können. Im Bereich des Maschinenbaus oder der Luft- und Raumfahrttechnik besteht die Möglichkeit, zur Erlangung einer so genannten „Serienreife“ an Prototypen detaillierte Tests durchzuführen. Im Bauwesen besteht der Zwang, den Prototypen direkt als Produkt einzusetzen. Die Möglichkeit einer Testphase zur Erforschung des Tragverhaltens einer Konstruktion unter realen Beanspruchungen kann nicht realisiert werden. Die Erkenntnisse der Bauingenieurwissenschaft beruhen folglich auch auf historischen Erfahrungen an Bauwerken. Eine Überdimensionierung der Bauteile mit einem Sicherheitsfaktor gewährleistet ein hohes Maß an Sicherheit gegenüber menschlichen Leben und eine zuverlässige Funktion der Brückenstruktur. Diese Sicherheitsmarge führt zu einem erhöhten Rohstoffverbrauch und ist unwirtschaftlich. Der Wettbewerb und die immer knapper werdenden Rohstoffe fordern moderne und wirtschaftliche Bauweisen. Neuartige Konstruktionsmethoden unterliegen strengen Auflagen und können ausschließlich durch eine Normung bzw. eine Zustimmung im Einzelfall zur Anwendung kommen. Informationen über das Verhalten von Brückentragwerken unter realer Beanspruchung sind kaum verfügbar. Somit ist ersichtlich, dass bei realen Bauwerken im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Tragwerke unvorhersehbare Einflüsse eintreten können. Die Notwendigkeit zur regelmäßigen Zustandsüberwachung von Brücken ist ersichtlich. Das Ziel der Brückeninstandhaltung ist, die Zuverlässigkeit und die Sicherheit von Straßenbrücken über den gesamten Nutzungszeitraum von ca. 80 Jahren zu gewährleisten. Die Zuverlässigkeit einer Baustruktur bezeichnet dabei den Umfang, der von einem System erwartet werden kann, dass es die beabsichtigte Funktion mit der erforderlichen Genauigkeit über den Einsatzzeitraum ausführt. Unter dem Begriff Zuverlässigkeit können auch Robustheit, Ausfallsicherheit und vor allem Qualität verstanden werden. Eine sichere Brücke bezieht sich hauptsächlich auf die Gefährdung Dritter. Die Sicherheit eines Brückentragwerks beschreibt den Zustand, der frei von unvermeidbaren Risiken der Beeinträchtigung ist oder als gefahrenfrei angesehen wird. Das in Deutschland gültige Überwachungskonzept basiert im Wesentlichen auf in festen Zeitabständen durchgeführten visuellen Kontrollen. Diese Strategie zur Zustandskontrolle weist allerdings Schwächen bezüglich der Zuverlässigkeit und der Vergleichbarkeit der Inspektionsergebnisse auf.

Im September 2006 ereignete sich ein Brückenunglück in Montreal, Canada. Dabei ist eine sich in Benutzung befindende Straßenbrücke eingestürzt. Besonders dramatisch neben fünf Todesopfern ist die Tatsache, dass Passanten die Veränderungen am Tragwerk bemerkten, rechtzeitig die zuständigen Behörden alarmierten und es dennoch zu dem Unglück kam. Kurz vor Einsturz waren Fachleute vor Ort, die anhand des von außen erkennbaren Zustands keine Ungleichmäßigkeiten feststellen konnten. Hier kann erkannt werden, dass das vorwiegend visuelle Kontrollsystem von Brücken nicht ausreichend war, um das Unglück zu verhindern. Die hauptsächliche Motivation zu dieser Arbeit stammt aus weiteren Berichten von Augenzeugen dieses Unglücks. Angeblich zeigte das Tragwerk unmittelbar vor dem Versagen infolge des geschädigten Zustands deutlich sichtbare Absenkungen auf.

Aus diesen Erkenntnissen kann gefolgert werden, dass kontinuierliche Messwerte zur Überwachung von Veränderungen im Brückentragwerk die zuständigen Behörden in die Lage versetzt hätten, das drohende Unglück rechtzeitig zu erkennen. Monitoringmaßnahmen bieten folglich die Möglichkeit, basierend auf Messdaten, den aktuellen Zustand eines Tragwerks zu ermitteln. Dadurch wird eine lückenlose Dokumentation erreicht und mögliche Veränderungen können frühzeitig identifiziert und entsprechend bearbeitet werden. Die Verbesserungen infolge von Monitoringmaßnahmen sind vielfältig. Einerseits kann ein wesentlich höheres Maß an Zuverlässigkeit und Sicherheit im Rahmen der Brückenüberwachung geschaffen werden. Andererseits führt das frühzeitige Erkennen von Schäden innerhalb einer Brücke zu einem wesentlich geringeren Sanierungsaufwand verglichen mit einer Schadensidentifikation zu einem späteren Zeitpunkt. Deutliche Kostenersparnisse sind dadurch zu erwarten.

Im Rahmen dieser Arbeit werden globale Monitoringverfahren diskutiert und deren Leistungsfähigkeit an einer realen Brückenstruktur infolge definierter Schädigungstests analysiert. Abschließend wird ein Vorschlag unterbreitet, wie zukünftig anhand von Messdaten des Monitorings eine einheitliche Zustandsbewertung für unterschiedliche Brückenbauweisen erarbeitet werden kann.

## 2 Aufgabenstellung

### 2.1 Entwicklung des Straßenbrückenbaus in Deutschland

Die Entwicklung der Anzahl von Brückenneubauten im Straßennetz in Deutschland ist in Abbildung 2.1 dargestellt. Es lässt sich feststellen, dass sich der Trend der 70er und 80er Jahre verändert hat. Diese Zeit war von wirtschaftlichem Aufschwung und dem Bestreben innerhalb Deutschlands nach einem umfangreichen Straßennetz und der damit verbundenen lückenlosen Erschließung der Siedlungsgebiete gekennzeichnet. In den vergangenen 15 Jahren reduzierte sich die Anzahl von Brückenneubauten aufgrund der Tatsache, dass das Ziel einer umfassenden Infrastruktur im Wesentlichen erreicht war.

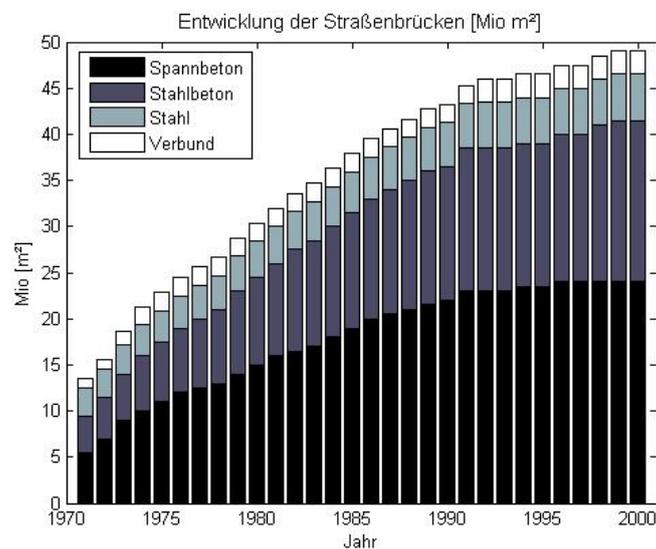


Abb. 2.1: Entwicklung der Flächen deutscher Straßenbrücken, aus [46]

Der Rückgang der Brückenneubauten führt allerdings nicht zu einer Reduzierung der Ausgaben im Straßenbau. Die Erhaltung und die Instandsetzung der vorhandenen Brückenbauwerke bedürfen weiterer laufender Investitionen. Die geplante Nutzungsdauer von Brückenbauwerken beträgt 80 bis 100 Jahre. Über diese Nutzungsphase ist es wichtig, die Tragkonstruktionen zu erhalten. Zu überprüfen ist, ob die Konstruktion in Bezug auf die ständig steigenden Anforderungen des täglichen Verkehrs eine ausreichende Tragfähigkeit aufweist. Ein Anstieg der Beanspruchungen infolge des laufenden Verkehrs kann vor allem für Straßenbrücken beobachtet werden. Nachfolgende Abbildung 2.2 zeigt den erwarteten Trend der Transportleistungen im Güterverkehr auf. Ein deutlicher Anstieg der über das Straßennetz transportierten Güter wird für die nächsten Jahre erwartet.

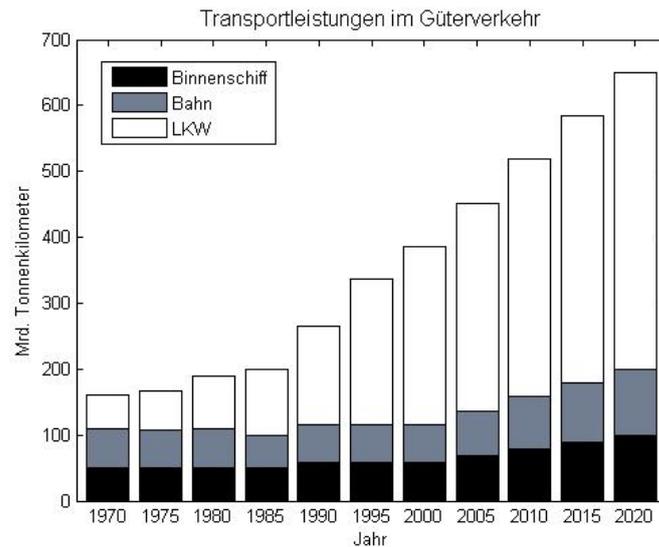


Abb. 2.2: Entwicklungstendenz der Transportleistungen im deutschen Güterverkehr, aus [22]

Vor dem Hintergrund einer erkennbaren Verlagerung des Güterverkehrs auf die Straßen bewirken die ansteigenden zulässigen Achslasten zusätzlich eine verstärkte Beanspruchung von Brückentragwerken. Anhand der Abbildung 2.3 wird die Entwicklung der zulässigen Achslasten von Lastkraftfahrzeugen verdeutlicht. Der zunehmende Güterverkehr auf der Straße zieht einen Bedarf nach höheren zulässigen Achslasten nach sich. Durch die Freigabe erhöhter Achslasten können die Transportunternehmen gesteigerte Leistungen und dadurch eine Senkung der Transportkosten bewirken. Der ersichtliche Kreislauf wird schließlich durch die Tragfähigkeit, die Werkstoffermüdung von Brückentragwerken und die Belastbarkeit der Straßenbeläge begrenzt. Als besonders problematisch stellt sich in diesem Zusammenhang die Tatsache heraus, dass es aufgrund der lokal einwirkenden hohen Radlasten zu vermehrten Schadensfällen an Fahrbahnplatten kommt.

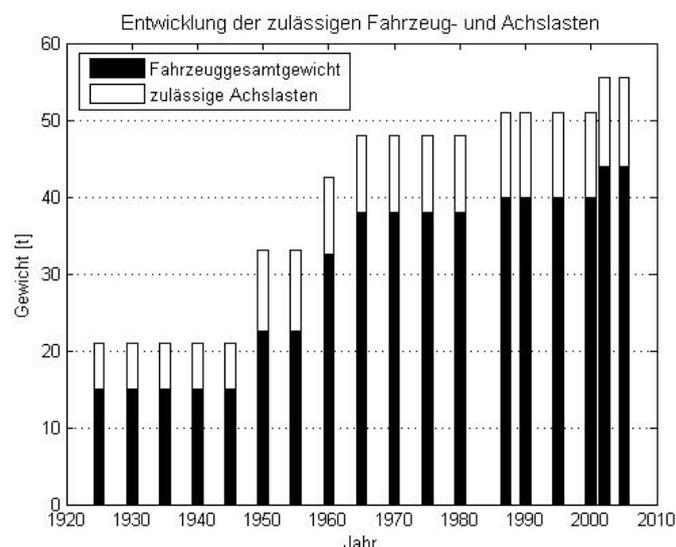


Abb. 2.3: Entwicklung der zulässigen Fahrzeugesamtgewichte in Deutschland, aus [22]

Unter Berücksichtigung steigender Beanspruchungen auf Brückentragwerke in Kombination mit den Erkenntnissen aus Abbildung 2.1 erscheint der Trend der Investitionsmittelvergabe zu steigenden Ertüchtigungsarbeiten gemäß Abbildung 2.4 nachvollziehbar. Insbesondere in Zeiten wirtschaftlich knapper Ressourcen ist das Hauptziel der Brückenbetreiber, die vorhandene Substanz zu erhalten.

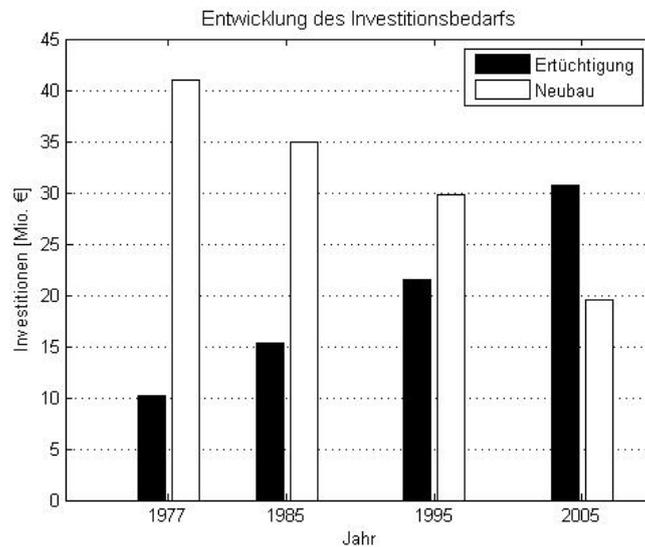


Abb. 2.4: Entwicklung der Verteilung der Investitionsmittel in Deutschland, aus [57]

Nach Ablauf des vorgesehenen Nutzungszeitraums einer Brücke ist zu prüfen, ob das Tragwerk unter Voraussetzung einer ausreichend hohen Sicherheit weiter befahren werden kann. Den Fragestellungen über den möglichen Umfang einer Nutzungszeitverlängerung und den damit verbundenen Forderungen nach Zuverlässigkeit und Sicherheit muss Rechnung getragen werden.

Eine Verteilung der zur Verfügung stehenden und in den meisten Fällen zu geringen Investitionsmittel sollte nach dem Prinzip der höchsten Priorität erfolgen. Diese bedarfsorientierte Mittelverteilung ist sinnvoll und wirtschaftlich. Die Frage, welche Instandsetzungsmaßnahme am nötigsten ist, kann auf der Grundlage des festgestellten Bauwerkszustands beantwortet werden. Dieser Bauwerkszustand wird über eine Bauwerksnote definiert. Eine Einteilung in Bauwerksnoten findet durch den durchführenden Bauwerksprüfer statt und ist kategorisiert. Die Grundlagen zur Bauwerksprüfung in Deutschland sind in [36] geregelt.

Die Dringlichkeit der Optimierung von Wartungsarbeiten an Straßenbrücken lässt sich anhand nachfolgender Statistiken analysieren. Die Abbildung 2.5 beinhaltet die Altersstruktur von Straßenbrücken in Bayern. Aus der Grafik geht hervor, dass 69 % der 1800 dokumentierten Brücken vor 1989 erbaut worden sind. In absehbarer Zeit erreicht ein Teil dieser Brücken ihren geplanten Nutzungszeitraum.

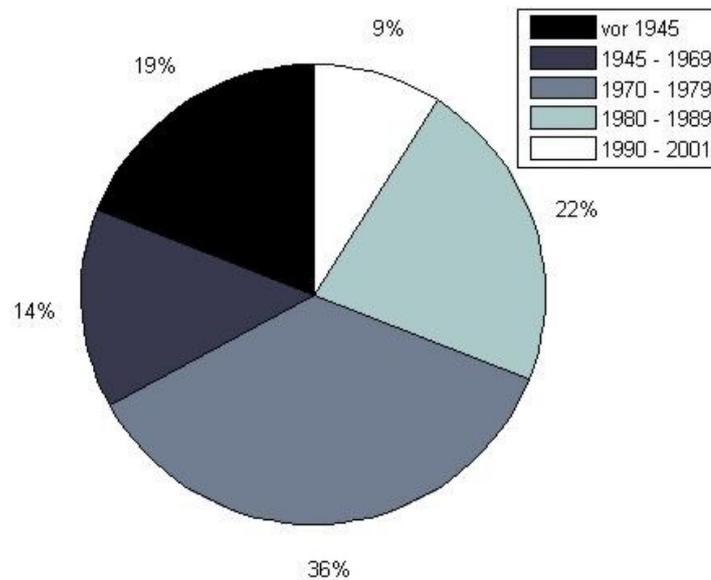


Abb. 2.5: Altersstruktur der Straßenbrücken in Bayern [88]

Anhand der Altersstruktur von Straßenbrücken in Bayern gemäß Abbildung 2.5 kann exemplarisch der Bedarf zur Bestandserhaltung verdeutlicht werden. In Abbildung 2.6 befinden sich über 50 % der bayerischen Brücken in einem guten bzw. sehr guten Zustand. Bereits 31 % der Brücken weisen Schädigungen auf, die einen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben. Die Statistik in Abbildung 2.6 zeigt die durchschnittlichen Zustandsnoten von bayerischen Straßenbrücken.

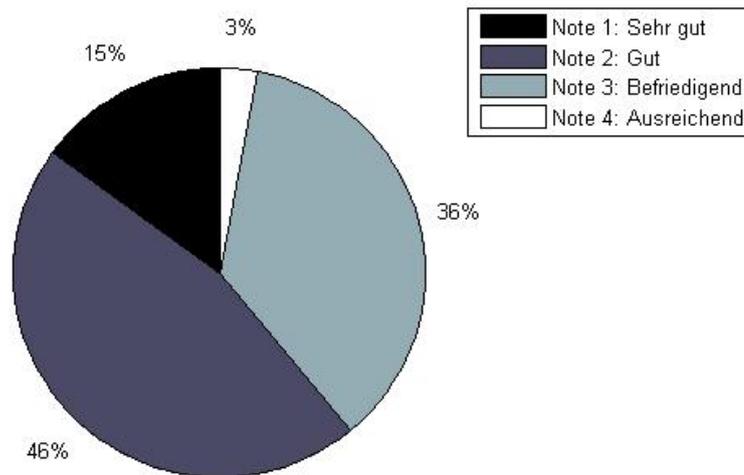


Abb. 2.6: Verteilung von Zustandsnoten der Straßenbrücken in Bayern [88]

Eine Analyse von dokumentierten Schadensereignissen an Brücken verdeutlicht die Notwendigkeit einer kontinuierlichen Brückenzustandsüberwachung. Abbildung 2.7 zeigt anhand einer Statistik von 143 Schadensbildern an Brücken, dass die Hälfte der Schäden ein Versagen der Brücke zur Folge hatte. Weitere Schadensereignisse sind aufgrund mangelhaften Materials, Überlastung, fehlerhafter Montage bzw. Ermüdung des Materials eingetreten. Diese Schädigungsmechanismen gilt es, zur Gewährleistung größtmöglicher Sicherheit und Zuverlässigkeit, so früh wie möglich zu identifizieren und geeignet zu sanieren.

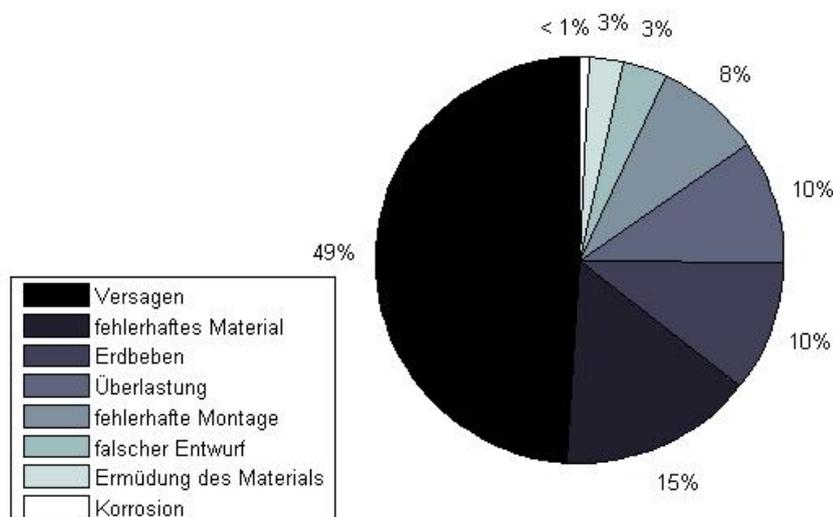


Abb. 2.7: Ergebnis einer Untersuchung von 143 Schadensereignissen an Brücken in Bayern [88]

Die dargestellten Brückenschäden zeigen die Situation in Bayern auf. Aus einer Recherche zu internationalen Brückeneinstürzen nach Tabelle 2.1 geht hervor, dass die Aufgabe der Erhaltung und Wartung von Straßenbrücken nicht nur landesweit, sondern international von großer Wichtigkeit ist. Ebenfalls ist zu erkennen, dass Brückeneinstürze auch in jüngerer Vergangenheit eingetreten sind. In heutiger Zeit können Brückeneinstürze nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Tab. 2.1: Auswahl von Brückeneinstürzen aus [125]

Brücke	Datum	Brückenbeschreibung	Ursache	Bemerkung
Brücke von Angers (Frankreich)	April 1850	Hängebrücke über den Fluss Maine	Resonanz infolge Gleichschritt marschierender Soldaten führte zum Einsturz.	Brücken werden seitdem nicht mehr im Gleichschritt überquert.
Firth-of-Tay-Brücke	Dezember 1879	Balkenbrücke, Stahlfachwerk auf Gusseisenpfeilern, Eisenbahnbrücke	unzureichende Berücksichtigung der Windlast, mangelhafte Ausführung, Einsturz bei Überfahrt eines Zuges im Sturm	Lokomotive wurde aus dem Tay geborgen und fuhr noch 19 Jahre als „The Diver“.
Quebec-Brücke	August 1907	Auslegerbrücke, Stahlfachwerk, Eisenbahnbrücke	keine Festigkeitsberechnung mit tatsächlichen Maßen: unterdimensioniert, Einsturz beim Bau	
Tacoma-Narrows-Brücke	November 1940	Hängebrücke, Straßenbrücke	aerodynamisch ungünstige Gestaltung bei niedriger Steifigkeit führte zu spektakulärer und zerstörerischer selbsterregter Schwingung	
Maracaibobrücke	1964	Straßenbrücke	Schiffskollision	
Silver Bridge	Dezember 1967	Straßenbrücke	Gussfehler und Korrosion	
Südbrücke in Koblenz	November 1971	Straßenbrücke	Brückenhälfte knickte in den Rhein ab	
Reichsbrücke in Wien	August 1976	Straßenbrücke mit Straßenbahn	Abscheren eines Pfeilers	Beton des Pfeilers war nie untersucht worden, war innerlich total zerstört; „höhere Gewalt“
Almöbrücke über den Askoroe-Fjord (Schweden)	Januar 1980	Bogenbrücke	Schiffskollision	
Aschaffenburg	1988	Brücke der A3 über den Main	Ausführungsfehler, bzw. Fehler in Norm	Teileinsturz beim Taktschieben
Eschede	Juni 1998	Straßenbrücke	Zugkollision (ICE-Unglück von Eschede)	Durch Zusanprall auf die Mittelpfeiler stürzte die Brücke ein

Castelo de Pava, Brücke über den Douro, Portugal	März 2001	Straßenbrücke	Einsturz eines Brückenpfeilers aufgrund starker Regenfälle	Brücke war zwei Jahre zuvor repariert worden
Almuñecar, Provinz Granada, Spanien	November 2005	Autobahnbrücke	Bauunfall, Ursache noch unklar	Bauunfall; Absturz eines 60 m langen Teilstücks

Bei einigen dieser Brückenunfälle kann angegeben werden, dass eine kontinuierliche Überwachung der Brücke den drohenden Einsturz der Brücke hätte rechtzeitig anzeigen können. Ob der Zusammenbruch verhindert hätte werden können, hängt davon ab, wie zügig eine Alarmierung durchgeführt worden wäre.

## 2.2 Aktuelle Regelungen der Bauwerksprüfung in Deutschland

Die in [12], [27], [36] und [120] beschriebenen Grundlagen zur Bauwerkserhaltung sind durch regelmäßige und in festen zeitlichen Abständen durchzuführende visuelle Bauwerksbesichtigungen gekennzeichnet. Durch den Einsatz spezieller Prüfverfahren wird die Bauwerkskontrolle ergänzt. Diese Prüfmethode können zerstörungsfrei bzw. nicht zerstörungsfrei sein, wobei das Interesse besonders auf den zerstörungsfreien Prüfmethode liegt. Im Falle von nicht zerstörungsfreien Prüfverfahren wird die bestehende Bausubstanz z.B. zur Entnahme einer Probe lokal geschädigt. In vielen Fällen stellen sich diese Probeentnahmestellen als Auslöser weiterer Schädigungen heraus. Die Ergebnisse der Bauwerkskontrollen werden dokumentiert und in dem so genannten Bauwerksbuch festgehalten. Basierend auf diesen Aufzeichnungen vergeben die Bauwerksprüfer kategorisierte Zustandsnoten. Die Zustandsbewertungen stehen den verantwortlichen Behörden als Entscheidungsgrundlagen für einen zweckmäßigen Einsatz der bereitgestellten Investitionsmittel zur Verfügung. In Zeiten rückläufiger finanzieller Zuwendungen liegt die Hauptaufgabe der zuständigen Behörden in der bedarfsorientierten Investitionsmittelvergabe. Bei der Betrachtung dieser Aufgabenstellung ist zu klären, ob die verfügbaren Bauwerkszustandsnoten auch Vergleiche zwischen unterschiedlichen Bauwerkstypen ermöglichen. In den meisten Fällen basiert diese Entscheidung auf der Grundlage langjähriger Erfahrung der zuständigen Sachbearbeiter. Darüber hinaus ist zu klären, ob das Ergebnis einer Bauwerksprüfung durch den Prüfer A zu demselben Ergebnis führt wie durch den Prüfer B. Die Qualität einer solchen Bauwerksprüfung hängt von unterschiedlichen Randbedingungen ab.

In Deutschland ist die Prüfung und Überwachung von Brücken, Tunneln und anderen Ingenieurbauwerken der Bundesfernstraßen allgemein durch die Regelungen in [36] festgelegt. Anhand nachfolgender Auszüge aus [36] soll über die Art und Weise der Regularien zur Bauwerksprüfung informiert werden. Sie geben allgemeine Auskunft und enthalten keine

Vorgaben zum Vorgehen bei speziellen Problemen. Der Anwendungsbereich von [36] ist wie folgt definiert:

Auszug aus [36]:

*„Diese Norm regelt die technische Überwachung und Prüfung der Standsicherheit und Verkehrssicherheit von Brücken, Tunneln, Durchlässen und sonstigen Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen.*

*Sie sollen sich auf ihre Standsicherheit, ihre Funktionsfähigkeit und ihren baulichen Zustand erstrecken, soweit dies für die Sicherheit des Verkehrs und für die Lebensdauer der Bauwerke selbst erforderlich ist. Besondere Überwachungs- und Prüfungsvorschriften sind zu beachten. Eine laufende sorgfältige Überwachung und Prüfung der Bauwerke durch sachkundige Personen ist unerlässlich.“*

Im Weiteren gibt die Festlegung der Begriffe „laufende Beobachtung“ und „Besichtigung“ über die zu erfüllenden Aufgaben der Bauwerkskontrolle Auskunft. Somit wird festgestellt, dass in definierten Zeitabständen das Bauwerk auf sichtbare Mängel geprüft wird. Auf die Art und Weise der Durchführung dieser „Sichtkontrollen“ wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen.

Auszug aus [36]:

*„Die laufende Beobachtung im Rahmen der allgemeinen Überwachung des Verkehrsweges obliegt dem zuständigen Leiter der Straßen- oder Autobahnmeisterei. Er hat zu veranlassen und zu überwachen, dass der Streckenwart im Rahmen der Streckenkontrolle die Bauwerke laufend, in der Regel jedoch vierteljährlich, auf offensichtliche Mängel beobachtet, diese gegebenenfalls kurzfristig behebt oder in einem Protokoll erfasst und dieses dem Straßenmeister vorlegt.“*

Eines der Hauptziele der Bauwerksprüfung ist die Gewährleistung der Brückensicherheit. Zur Erreichung dieses Zieles muss die Tragfähigkeit des Bauwerkes uneingeschränkt nachgewiesen werden können. Die Bestimmungen aus [36] weisen darauf hin, dass der Zustand des Bauwerks den Annahmen der Materialfestigkeiten der statischen Berechnung noch entsprechen soll. Eine Definition der Grenzen, ab wann der Zustand den Annahmen der Berechnungen nicht mehr entspricht, liegt nicht vor. Diese Entscheidung ist von den zuständigen und sachkundigen Personen der einzelnen Straßenbauämter zu treffen.

Auszug aus [36]:

*„Es ist zu prüfen, ob der Zustand der Bauwerke den Annahmen der Berechnungen noch entspricht. Im Zweifelsfall ist z.B. bei Brücken die Überprüfung der Brückenklasse zu veranlassen. Ferner ist die gegebenenfalls vorgeschriebene gewichtsbeschränkende Beschilderung zu überprüfen.“*

Auf welche Bereiche und auf was im Einzelnen bei den Prüfungen bzw. den Kontrollen geachtet werden muss, geben die nachfolgend aufgeführten Absätze der Norm Auskunft. Es werden die Bestimmungen für massive Bauteile und Konstruktionen aus Metall dargestellt. Der Anwender der Norm erhält in diesen Abschnitten die Information, auf welche prinzipiellen Schädigungen zu achten ist. Es werden keine Angaben zur Vorgehensweise und zu den Prüfverfahren zur Erkennung dieser Schäden gemacht.

Auszug aus [36]:

*„Mauerwerk, Beton, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile sind auf Risse, Ausbauchungen, Durchfeuchtungen, Ausblühungen, Rostverfärbungen, Hohlstellen und Abplatzungen zu prüfen. Stellen mit Rostverfärbungen sind bei einfacher Zugänglichkeit auch auf Hohlstellen abzuklopfen. Der Zustand des Oberflächenschutzes ist zu prüfen. Auf freiliegende Bewehrung ist zu achten. Rissbreiten, insbesondere im Bereich von Arbeitsfugen, und Abplatzungen sind bei einfacher Zugänglichkeit zu messen. Bedenkliche Risse sind auf weitere Bewegungen zu kontrollieren (z.B. durch geeignete Messmarken mit Datumsangabe).*

*Auflagerbereichen ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Das Mauerwerk ist auf einwandfreien Zustand der Fugen zu prüfen.“*

*„Stahlkonstruktionen sind auf Risse und Verformungen (Verbiegungen und Verbeulungen), insbesondere die Anschlüsse auf festem ((Orig. festen?)) Sitz, die Schweißnähte auf offensichtliche Risse zu prüfen. Die Konstruktionen sind insbesondere im Bereich der Schweißnähte auf offensichtliche Risse, Schrauben und Niete, stichprobenweise auf festen Sitz zu überprüfen. Alle Stahlteile, auch die Abschlüsse von Seilen, Kabeln und Hängern, sind auf offensichtliche Korrosion zu untersuchen; Grad und Umfang sind anzugeben.“*

Zusammenfassend kann angemerkt werden, dass die Anwendung von [36] in Verbindung mit laufenden Sichtkontrollen durch sachkundige Personen stattfindet. Eindeutige Aussagen über die Anwendung von Prüfverfahren zur Ortung von Schädigungen sind nicht formuliert. Darüber hinaus ist die Einschätzung des Bauwerkszustandes nicht eindeutig definiert. Die Vergabe der für jedes Bauwerk individuell ermittelten Zustandsnote ist gemäß den Regularien aus [36] im Allgemeinen von den Einschätzungen der jeweiligen Bauwerksprüfer abhängig.

### 2.3 Zuverlässigkeit der Bauwerksprüfung

Anhand eines Qualitätsmanagements nach [11] ist in Deutschland ein einheitliches Datenbanksystem zur Bewertung von Brücken entwickelt worden. Die jeweiligen Zustandsnoten der einzelnen Tragwerke werden zentral gespeichert. Eine Übersicht über den Zustand des Brückenbestands dient der Vereinfachung und der besseren Planung von Investitionen. Die in dem Kapitel 2.2 vorgestellten und im Rahmen des Qualitätsmanagements vorgesehenen Maßnahmen zur Kontrolle und zur Sicherstellung der Bauwerksfunktionalität werden hauptsächlich durch den Menschen durchgeführt. Bauwerksprüfer sind erfahrene Ingenieure, deren Aufgabe es ist, die zu überwachenden Brückenbauwerke mit einem einheitlichen Überwachungskonzept zu prüfen. Dabei tritt die Fragestellung nach der Zuverlässigkeit und der Vergleichbarkeit der überwiegend visuellen Bauwerksprüfung auf. Kann eine Brückenprüfung durch den Prüfer A und den Prüfer B an demselben Tragwerk unter Berücksichtigung der Prüfvorgaben gemäß Abschnitt 2.2 zu einer vergleichbaren und zuverlässigen Bauwerksnote führen? Die Frage, ob eine Aufgabenstellung durch einen Menschen mit absoluter Sicherheit zuverlässig bearbeitet werden kann, braucht an dieser Stelle nicht diskutiert zu werden. Es ist einerseits allgemein bekannt, dass die Ursachen von vielen Unfällen und Katastrophen auf menschliches Versagen oder Fehlverhalten zurückzuführen sind. Andererseits bietet das menschliche Wahrnehmungsvermögen einen Vorteil gegenüber der Maschine bzw. dem Computer. Die Intelligenz des Menschen und insbesondere seine Erfahrung wird in vielen Aufgabenstellungen benötigt, um unvorhersehbare Ereignisse mit hoher Wahrscheinlichkeit richtig einzuschätzen.

Es geht grundsätzlich nicht um eine Entscheidung zwischen Mensch oder Maschine, sondern um eine Abwägung von Unsicherheiten beider Seiten. Die Studie „Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges“, gemäß [90], wurde im Auftrag der Federal Highway Administration im U.S. Department of Transportation durchgeführt. Dazu sind zwei Probebrücken mit vorher bekannten Mängeln und Schädigungen von insgesamt 44 Brückenprüfern untersucht worden.

Eine Zusammenfassung der Studie beinhalten die Abbildungen 2.8 und 2.9 anhand der Quoten zur Schadensidentifizierung von einzelnen gewöhnlichen Schadensszenarien. Die Quoten ergeben sich aus der Anzahl der Bauwerksprüfer, die das jeweilige Schadensszenario identifiziert haben, im Verhältnis zur Gesamtzahl von 44 Prüfern. Eine detaillierte Beschreibung der untersuchten Brückenkonstruktionen und der einzelnen Schädigungen ist dem Anhang A1 zu entnehmen.

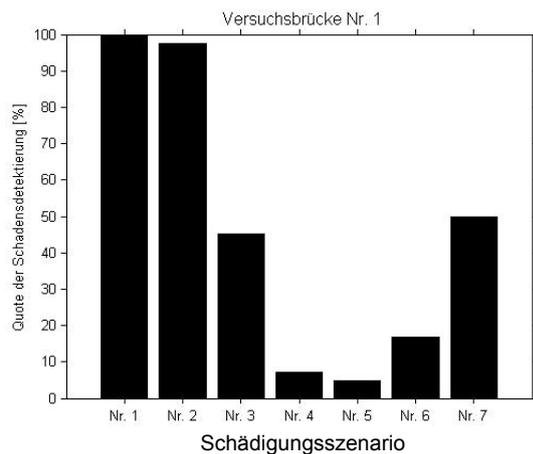


Abb. 2.8: Quote der Versuchsbrücke Nr. 1 aus [37]

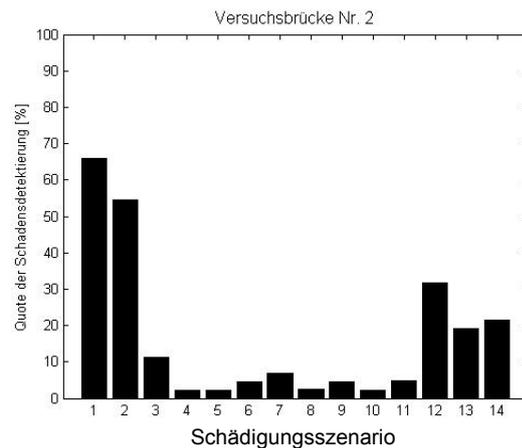


Abb. 2.9: Quote der Versuchsbrücke Nr. 2 aus [37]

Aus dem Ergebnis der Studie über die Zuverlässigkeit der Bauwerksprüfung kann gefolgert werden, dass die Identifikation in Verbindung mit einer anschließenden Bewertung von Schädigungen innerhalb von Tragwerken z.T. großen Unregelmäßigkeiten unterliegt. Die Gründe dafür sind im Wesentlichen auf die Leistungsfähigkeit und den Erfahrungsschatz der Bauwerksprüfer zurückzuführen. Das Studienergebnis verdeutlicht einerseits, dass die Vergabe der Bauwerkszustandsnoten wesentlich von der Leistungsfähigkeit des Bauwerksprüfers abhängt und eine Gleichmäßigkeit in der Beurteilung der Bauwerke nicht realisiert werden kann. Andererseits zeigen die identifizierten Schädigungen auf, dass die unersetzliche Fähigkeit des Menschen darin besteht, auf charakteristische Symptome mit einer angemessenen Schlussfolgerung zu reagieren. Das Erkennen von logischen Zusammenhängen ist insbesondere im Rahmen von Bauwerksbesichtigungen von entscheidender Bedeutung. Dennoch sollen die Ergebnisse der Studie über die Zuverlässigkeit der Bauwerksprüfung aufzeigen, dass eine Qualitätsverbesserung der Bauwerksüberprüfung und eine Steigerung der Sicherheit von Brückenbauwerken durch geeignete Monitoringkonzepte erreicht werden kann.

## 2.4 Zieldefinition

Aus den Erläuterungen über die Bedeutung und aus den genannten Anforderungen an die Bauwerksüberwachung in den Abschnitten 2.1 und 2.2 wird ersichtlich, dass in Deutschland bereits ein funktionierendes Wartungskonzept existiert und dieses anhand des Qualitätsmanagementsystems von der Bundesanstalt für Straßenwesen weiter ausgebaut wird. Bei der Betrachtung der Bauwerksbeurteilung lässt sich feststellen, dass wesentliche Verbesserungen in Bezug auf die zuverlässige Zustandsbewertung und die Gewährleistung der Sicherheit möglich sind. Sollen Ingenieurbauwerke über den geplanten Nutzungszeitraum hinaus in Benutzung bleiben, gilt es, eine rechtzeitige Identifizierung von eventuellen Schädigungen zu

gewährleisten. Anzustreben ist darüber hinaus eine vergleichbare Entscheidungsgrundlage zur wirtschaftlichen und bedarfsorientierten Mittelvergabe. Messtechnisch unterstützte Überwachungsmaßnahmen bieten die Möglichkeit, Veränderungen innerhalb der Struktur zu erkennen. Der somit aus Messwerten abgeleitete Bauwerkszustand steht im Weiteren der Bildung eines Beurteilungsindex zur Verfügung. Ein an den aktuellen Bauwerkszustand angepasstes, numerisches Modell gibt Aufschluss über die Auswirkungen der identifizierten Schädigungsmechanismen auf das Tragverhalten. Neben dem Nutzen des Bauwerksmonitorings für bestehende Brückentragwerke liefern die kontinuierlich erfassten Messdaten wichtige Informationen über das Verhalten von Tragstrukturen infolge der einwirkenden Belastungen. Diese Erkenntnisse lassen sich sinnvoll in die Weiterentwicklung von innovativen Bauweisen einbringen. Die kontinuierlich erfassten Messwerte sind darüber hinaus für die wissenschaftliche Weiterentwicklung von modernen Überwachungsalgorithmen von zentraler Bedeutung. Informationen über das Tragverhalten von Brücken während der Nutzung lassen auch detaillierte Rückschlüsse über reale Beanspruchungen und die Interaktion zwischen Bauwerkskomponenten zu. Die Durchführung von Überwachungskonzepten ist deshalb bereits bei der Planung neuer Tragstrukturen zu überdenken. Wesentliches Sparpotenzial kann im Bereich reduzierter Gesamtkosten, darunter verstehen sich die Baukosten und die Unterhaltskosten einer Brückenstruktur während der Nutzungszeit, definiert werden. Die Ausführungen der nachfolgenden Kapitel beschreiben Monitoringkonzepte zur Bestimmung des aktuellen Zustands von Brückentragwerken.

## 3 Monitoring – Begriffserläuterungen

### 3.1 Bedeutung des Begriffs – Monitoring

Der Ausdruck „Monitoring“ bedeutet nach [34] die Fernerkundung, die Beobachtung und die Kontrolle von Messgrößen und die Überwachung von Veränderungen eines Systems.

Im Bereich der Physik bedeutet der Begriff „Monitor“ ein Gerät zur Überwachung von physikalischen Größen. In der Informatik ist der Begriff „Monitor“ als Bildschirm bekannt, der es ermöglicht, bestimmte elektronische Signale sichtbar zu machen. Die Darstellung der elektronischen Signale und der Datenströme schafft die Grundlage für eine Schnittstelle zwischen Mensch und Maschine.

Es kann somit zusammenfassend festgehalten werden, dass der Begriff Brückenmonitoring die Darstellung und folglich die Kontrolle von physikalischen Prozessen innerhalb einer Brückenstruktur widerspiegelt. Das Bauwerksmonitoring kann als eine Art Schnittstelle zwischen Mensch und Bauwerk zur Beurteilung des Zustands und damit der Funktionstüchtigkeit des Tragwerks beschrieben werden.

### 3.2 Monitoringstrategien

Die messtechnisch gestützte Zustandsbeurteilung von Ingenieurbauwerken kann durch unterschiedliche Vorgehensweisen erfolgen. Im Wesentlichen unterscheiden sich die einzelnen Monitoringkonzepte durch die Erfassung lokaler bzw. globaler physikalischer Messgrößen zur Beurteilung des aktuellen Bauwerkszustands. Das Hauptziel sämtlicher Monitoringkampagnen ist das rechtzeitige Erkennen von Schädigungsprozessen und deren Beobachtung zur Beurteilung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit einer Tragstruktur.

#### 3.2.1.1 Definition einer Schädigung

Ein Schaden ist gemäß [125] ein durch ein Ereignis oder einen Umstand verursachte Beeinträchtigung eines Gutes oder eine Wertminderung des ursprünglichen Zustandes einer Sache. In Bezug auf Ingenieurbauwerke bedeutet der Begriff Schädigung folglich eine durch äußere Umstände entstandene Beeinträchtigung der Funktionalität eines Tragwerks. In [110] werden die grundsätzlichen Ursachen für Schädigungen an Brückenbauwerken in drei Gruppen unterteilt. Diese Gruppen sind in Tabelle 3.1 aufgelistet.

Tab. 3.1: Ursachen für Bauwerksschädigungen gemäß [11]

Schädigungsursachen	
Planungsfehler	z.B. Konstruktionsfehler, Bemessungsfehler, Fehler in der Bauablaufplanung, Fehler in der Wartungsplanung
Ausführungsfehler	z.B. Montagefehler, fehlerhafte Betonherstellung, fehlerhafter Einbau von Bewehrung, fehlerhafte Schweißnähte
Betriebs und Wartungsfehler	Mangelhafter Korrosionsschutz, fehlerhafte Wartungsgeräte, Fehler im Arbeitsablauf

Ein weiteres wichtiges Merkmal zur Beschreibung von Schädigungen ist das Schadensmaß. Nach [11] wird für die Beschreibung von Schädigungen an Brückentragwerken zwischen 7 Schadensklassen unterschieden. Die nachfolgende Tabelle 3.2 beschreibt die verschiedenen Schädigungsniveaus.

Tab. 3.2: Schädigungsumfang

Schadensklasse	Beschreibung des Schädigungsumfangs
1	Kleine Schäden, die keine Auswirkungen auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit oder Dauerhaftigkeit haben.
2	Leichte Einzelschäden an einzelnen Bauteilen. Es besteht keine Nutzungseinschränkung. Die Lebensdauer des Bauteils wird beeinträchtigt.
3	Leichte Bauwerksschäden analog zu Klasse 2. Es können mehrere Bauteile gleichzeitig betroffen sein.
4	Mittelschwere Schäden treten an einem oder auch an mehreren Bauteilen auf und können im schlimmsten Fall zum Ausfall eines Bauteils führen. Es kommt zu einer Nutzungseinschränkung.
5	Schwere Schäden können zu einer sofortigen bzw. zeitweiligen Sperrung des Tragwerks führen. Trotz Instandsetzung ergibt sich eine Nutzungszeitverkürzung.
6	Sehr schwere Schäden führen zu einer ständigen Nutzungseinschränkung. Der Schaden lässt sich nur mit großem Aufwand beheben.
7	Das Schädigungsmaß führt zu einem ständigen Ausfall des Bauwerks. Es liegt ein Totalschaden vor.

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Schädigungen beziehen sich grundsätzlich auf die Schadensklassen 2-7. Dabei wird ein Schädigungsmaß erreicht, das zu einer Reduktion der lokalen Bauwerkssteifigkeit führt. Schadensklasse 1 beschreibt geringfügige Schädigungen ohne Beeinflussung der Tragfähigkeit der Brücke.

### 3.3 Konzeptfindung von Monitoringmaßnahmen für Straßenbrücken

Aus einem Vergleich international durchgeführter Monitoringprojekte und -strategien geht hervor, dass sich die Vorgehensweisen im Hinblick auf das grundlegende Ziel wenig unterscheiden. Die Monitoringkonzepte und deren Umsetzung zeigen allerdings wesentliche Unterschiede auf. Das Erkennen von Strukturveränderungen mittels messtechnischer Überwachung basiert nach [19] auf der grundlegenden Entscheidung für ein geeignetes Überwachungskonzept. Der Ablauf zur Findung eines geeigneten Monitoringkonzepts kann dem in Abbildung 3.1 gezeigten Schema entnommen werden. Dabei legt die Art der zu überwachenden Brücke den ersten grundlegenden Schritt im Rahmen der Konzeptfindung fest. Bevor Überlegungen über die Messgrößen angestellt werden, gilt es mittels eines detaillierten Anforderungsprofils die gewünschten Ziele der Monitoringmaßnahme festzuhalten. Auf der Grundlage eines solchen Leistungskatalogs können Entscheidungen zwischen globalen, lokalen Umsetzungen diskutiert werden.

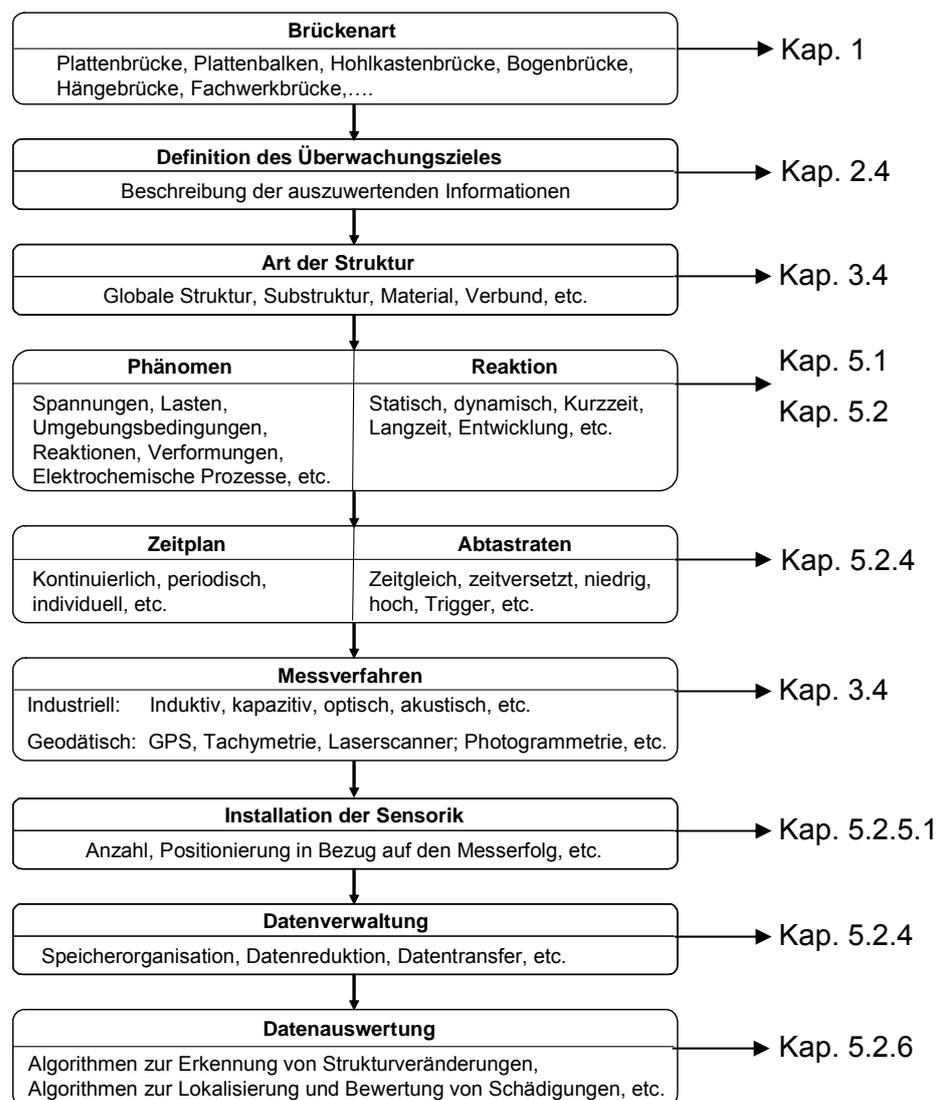


Abb. 3.1: Schema zur Konzeptfindung von Monitoringmaßnahmen

Die zu überwachenden physikalischen bzw. chemischen Prozesse in Verbindung mit verschiedenartigen Bauwerksreaktionen beeinflussen die weitere Konzeptfindung. Eine Entscheidung über die messtechnisch zu erfassenden Phänomene und die auftretenden Bauwerksreaktionen wird durch die Tragweise des betreffenden Bauwerks vorgegeben. Stehen die Messgrößen innerhalb des Monitoringkonzepts fest, legen die beabsichtigten zeitlichen Messfolgen bzw. die umzusetzenden Abstraten die benötigten Messverfahren bzw. die Messtechniken fest. In Verbindung mit der Wahl der Messtechnik gilt es, ein Messschema zur Bestimmung der erforderlichen Anzahl und einer erfolgversprechenden Positionierung der Sensorik am Bauwerk zu erarbeiten. Nach der Definition des Messplans steht das Konzept der geplanten Überwachungsmaßnahme fest. Im Zuge der Konzipierung der Überwachungsstrategie ist es nötig, die hardware- und softwaretechnischen Anforderungen auf die Datenverwaltung abzustimmen. Dieser Arbeitsschritt steht in engem Kontakt zu eventuell benötigten Auswertelgorithmen. Kenntnisse über die zur Identifizierung, der Lokalisierung und der Bewertung von Strukturveränderungen einzusetzenden Algorithmen zur Datenauswertung sind von Vorteil. In den meisten Fällen bewirken online durchgeführte Datenanalysen eine erhebliche Reduktion des Datenvolumens. Diese Vorüberlegungen sind vor allem bei geplanten kontinuierlichen Monitoringprojekten über einen langen Zeitraum von Bedeutung.

### **3.4 Aktueller Stand der Forschung**

Die wesentlichen Forschungsbereiche des globalen Monitoringkonzepts lassen sich für das auf Verformungen und auf Schwingungen basierende Prinzip darstellen.

Für das verformungsbasierte Monitoring ergeben sich die wesentlichen Forschungsaktivitäten im Bereich der Erprobung und der Genauigkeitssteigerung von innovativen Messsystemen. Die grundlegende Herausforderung im Zuge der Messung von Brückenverformungen ist, dass bei Brücken zur Anwendung hochpräziser Techniken keine absolut unbewegliche Messbasis geschaffen werden kann. Somit liegt u.a. großes Augenmerk auf Messprinzipien der Geodäsie.

Im Bereich des schwingungsbasierten Monitorings existieren bereits robuste und gut geeignete Sensoren zur Erfassung der Brückendynamik. Die Hauptaufgabe zur Durchführung detaillierter experimenteller Schwingungsanalysen ist die Installation der Sensorverkabelung. Der Wunsch nach kabellosen Sensoren ist folglich offensichtlich. Neben den technischen Gegebenheiten zeigen vor allem die verwendeten Auswertelgorithmen einen großen Einfluss auf die Genauigkeit. Die Entwicklung neuartiger Auswertemethoden, insbesondere die so genannte „Output-only“-Modalanalyse, ist Bestandteil zahlreicher Forschungsarbeiten. Neben den technischen Entwicklungsarbeiten liegen auch natürliche Einflüsse auf die Genauigkeit des schwingungsbasierten Monitorings vor. Eine Beeinflussung der Eigenfrequen-

zen von Brückentragwerken infolge klimatischer Temperaturen konnte eindeutig dokumentiert werden. Der Zusammenhang zwischen Temperatur und Frequenzwerten zeigte sich in der Vergangenheit als nicht-linear. Eine Klärung der physikalischen Mechanismen dieses Phänomens erfolgte bislang nicht. Es lässt sich allerdings feststellen, dass die Temperatureinflüsse die schädigungsbedingten Veränderungen der Eigenfrequenzen übersteigen können. Eine Trennung zwischen den natürlichen Einflüssen und schädigungsbedingten Effekten ist folglich unumgänglich.

### 3.4.1 Verformungsbasiertes Monitoring

Begründet durch die Tatsache, dass gemessene Verformungsänderungen an einer Brücke eine direkte Schädigungsidentifizierung innerhalb des Tragwerks ermöglichen, liegt der Schwerpunkt der Entwicklungsarbeit des verformungsbasierten Monitorings im Bereich der Messtechnik. Innovative Messmethoden aus der Industrie und der Geodäsie (nach [56]) bieten die Möglichkeit, die Verformungssituation einer Brückenstruktur effektiv und präzise zu erfassen. Die Messprinzipien zur Erfassung von Verformungsänderungen an Brücken lassen sich grundlegend in folgende Kategorien gliedern:

- direkte Verformungswegbestimmung (z.B. induktive Wegaufnehmer, Schlauchwaage)
- Positionsbestimmung (z.B. Tachymeter, GPS, Laserscanner, Photogrammetrie,...)
- Neigungsänderung (z.B. Neigungssensoren)
- Verzerrungsermittlung (z. B. Dehnungsmessstreifen (DMS), faseroptische Sensoren)

Werden Verformungssituationen an einer Brücke zu unterschiedlichen Zeitpunkten aufgezeichnet und miteinander verglichen, müssen die Anteile aus klimatischer Temperatureinwirkung auf die Verformung der Struktur berücksichtigt werden. Die Erkenntnisse aus [72] zeigen im Zuge von statischen Belastungstests deutliche Beeinflussungen der Verformungssituation an. Die in [72] untersuchte Straßenbrücke aus Stahl mit einer Spannweite von 70 m weist für den untersuchten Sommertag zwischen Sonnenaufgang und Mittag einen temperaturbedingten Verformungsanteil auf, der 50 % der statischen Deformation infolge eines 40-t-Fahrzeugs übersteigt. Eine Möglichkeit, die klimatisch bedingten Deformationen einer Brücke im Zuge einer langfristigen Monitoringanwendung zu quantifizieren, wird in [68] erörtert. Das Berechnungskonzept zur Simulation von brückeninternen Temperaturverteilungen nach [68] berücksichtigt sämtliche thermischen Prozesse der Umgebung auf das Bauwerk. Die Vorgehensweise nach [68] wurde erfolgreich u.a. in [76] und [72] angewendet. Die klimatisch bedingten Verformungsanteile ließen sich unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode präzise angeben. Gemessene Verformungsdaten von Brückentragwerken müssen zur zuverlässigen Zustandsüberwachung von den Temperatureinflüssen bereinigt werden.

Zur Identifizierung von schädigungsbedingten Deformationsänderungen an einer Brückenstruktur werden hohe Messgenauigkeiten gefordert. Die grundlegende Aufgabe des verformungsbasierten Monitorings von Brückentragwerken ist durch die Tatsache geprägt, dass eine sich in Ruhe befindende Messbasis zur Anwendung hoch präziser Labormesstechnik zur Aufzeichnung von Deformationswegen nicht bzw. lediglich unter sehr großem Arbeitsaufwand herzustellen ist. Aus diesem Grund liegt großes Interesse auf innovativen Monitoringsystemen, die eine solche Messbasis nicht benötigen. Von besonderer Bedeutung für das verformungsbasierte Monitoringkonzept sind darüber hinaus Messprinzipien, bei denen sich die Anzahl der Messpunkte kostengünstig bzw. ohne großen Aufwand variieren lässt. Beispielhaft sind in diesem Zusammenhang Messsysteme wie der Laserscanner, das Tachymeter, die Photogrammetrie etc. zu nennen. Für die praktische Anwendbarkeit zur Verformungsaufzeichnung bieten sich geodätische Messtechniken, wie z.B. Tachymeter, GPS oder Laserscanner, an. In [56] wird ein detaillierter Überblick über geodätische Messverfahren gegeben.

Die meisten Messsysteme wurden hinsichtlich der prinzipiellen Anwendbarkeit bereits getestet. Dabei stellte sich wesentlicher Forschungsbedarf im Bereich der verfügbaren Messgenauigkeiten heraus. Vor allem GPS-Messungen liefern im kinematischen Messmodus Genauigkeitstoleranzen im Zentimeterbereich. Wesentliche Genauigkeitssteigerungen sind in [32] und [119] über das so genannte differenzielle GPS (DGPS) erreicht worden. Dabei kommt ein zweiter, sich in Ruhe befindender GPS-Empfänger zum Einsatz. Die Satellitensignale können mit Hilfe des zweiten Empfängers korrigiert und verbessert werden. Dabei wird der unbeweglich installierte Empfänger zur Minimierung der Einflüsse aus der Atmosphäre auf die Positionierung benutzt. Die Genauigkeit der Positionsbestimmung steigt dadurch in den Subzentimeterbereich an. Weitere innovative Ansätze zur Genauigkeitssteigerung sind unter Einsatz von Pseudo-Satelliten (Pseudolites) zu erwarten. Dies sind Sendereinheiten, die vergleichbare Signale wie Satelliten abgeben und in der Nähe der Empfängerstationen installiert sind. Der Einsatz von Pseudolites bietet sich z.B. an, wenn zur hochgenauen GPS-Messung nicht ausreichend viele Satelliten empfangen werden können. In [9], [31], [92] und [82] wurden Testmessungen mit Pseudolites durchgeführt. Dabei sind teilweise Informationen von Satelliten mit den Signalen von Pseudolites kombiniert worden. Die Genauigkeit der Positionsbestimmung konnte in allen Fällen bis in den Millimeterbereich gesteigert werden. Darüber hinaus ist in [91] die Überwachungsmethode mit GPS-Empfängern auch für dynamische Messungen getestet worden. Die maximalen Abtastraten der GPS-Empfänger limitieren allerdings die maximal identifizierbaren Eigenfrequenzen einer Struktur. In [91] wird eine maximal zu bestimmende Frequenz von 0.33 Hz genannt. Eigene Erfahrungen aus [72] konnten allerdings Eigenfrequenzwerte bis zu 2 Hz identifizieren. Der Einsatz von GPS-Systemen zur Verformungsüberwachung von Brückenstrukturen bietet sich vor allem für sehr

große Strukturen mit deutlich größeren Verformungswerten an. Die Deformationen der A-kashi-Kaikyo-Brücke in Japan mit einer Gesamtlänge von 1991 m werden beispielsweise bereits kontinuierlich mit DGPS kontrolliert.

Eine kostengünstige Alternative zur Positionsbestimmung einzelner Messpunkte an Brücken bieten Tachymetriesysteme. Die Messfunktionalität moderner Tachymeter bietet eine reflektorlose Methode auf der Basis der Lasertechnik und ein Messprinzip auf Basis der Infrarot-technologie. Für das Infrarot-Messprinzip werden an der Brücke installierte Messreflektoren benötigt. In [114], [72] [109] und [132] ist die Tachymetrie zur Verformungsüberwachung von Baustrukturen eingesetzt worden. Bei der Verwendung von Messreflektoren konnten in [114] und [72] die Herstellerangaben über die zu erreichenden Messgenauigkeiten von ca. 1-2 mm bestätigt werden. Die Erkenntnisse aus [109] informieren über gesteigerte Genauigkeiten im Nahbereich unter Anwendung einer Fehlerausgleichsmethode (Methode der kleinsten Fehlerquadrate). Inwieweit sich die labortechnischen Untersuchungen aus [109] auf reale Brückenbauwerke übertragen lassen, wurde nicht erörtert. In [132] kam die reflektorlose Messmethode zur Verformungsüberwachung zum Einsatz. Dabei zeichnete das Tachymeter in einem definierten Messraster auf der Brückenunterseite die Lagesituation der Konstruktion auf. Brückendehformationen konnten über die Distanzänderungen in Verbindung mit den Koordinaten von Fixpunkten bestimmt werden. Über eine Mittelung zahlreicher Messreihen ließen sich nach [132] Deformationen im Submillimeterbereich realisieren. Einflüsse aus instationären Prozessen innerhalb des Brückentragwerks wurden nach Angaben der Autoren über eine ausreichend hohe Anzahl von Mittelungen ausgeschlossen. Aufgrund des Messprinzips des Tachymeters werden die Positionen der einzelnen Messpunkte an der Struktur nacheinander vermessen. Zum Erreichen einer hohen örtlichen Auflösung bietet sich eine hohe Anzahl von Messpunkten an. Dies führt allerdings dazu, dass die Messzeit für eine Messreihe sehr hoch wird. Zu hinterfragen ist an dieser Stelle, ob die Brückensituation infolge der Umgebungsbedingungen innerhalb der Messperiode Veränderungen unterliegt. Diese Problematik würde zu einer nicht eindeutigen Interpretierbarkeit der Messdaten führen.

In [51], [106] und [72] sind Laserscanner zur Verformungsüberwachung von Baustrukturen eingesetzt worden. Die Untersuchungen in [51] beziehen sich auf Laboruntersuchungen und liefern eine Aussage über die zu erreichenden Genauigkeiten unterschiedlicher Laserscanner im Vergleich zur Photogrammetrie. Vor allem im Nahbereich lassen sich Messgenauigkeiten im Submillimeter-Bereich erzielen. Eigene Erkenntnisse aus [72] zeigen Ergebnisse zur Verformungsüberwachung an einer Straßenbrücke. Die erzielten Messgenauigkeiten der einzelnen Messpunkte lagen entsprechend der Herstellerangabe bei ca. 5 - 6 mm. Über eine statistische Analyse der gemessenen Punktwolken kann allerdings eine höhere Messgenauigkeit erreicht werden und somit die Aussagekraft der Messergebnisse verbessert werden.

Der Verformungszustand der Straßenbrücke infolge einer definierten Belastung konnte dreidimensional dargestellt werden.

Bei der Photogrammetrie werden die räumlichen Positionen einzelner Messpunkte aus einer Serie von Fotos ausgewertet. Aus unterschiedlichen Kamerastandpunkten werden Messfotos gespeichert. Die Informationen der Fotos lassen sich am Computer reproduzieren und es resultieren dreidimensionale Informationen der gemessenen Struktur. Über Messreihen im unbelasteten und belasteten Zustand einer Straßenbrücke können die Verformungen an definierten Messpunkten bestimmt werden. Die dabei erreichbaren Genauigkeiten hängen wesentlich von der Größe des Brückenbauwerks und der verfügbaren Auflösung der verwendeten Fotokamera ab. Die Erkenntnisse aus [118] beschrieben im Rahmen von Laboruntersuchungen erreichbare Messgenauigkeiten von ca. 1 mm. Nach [118] bietet die Photogrammetrie gegenüber vergleichbaren Messsystemen den wesentlichen Vorteil, dass die Messergebnisse jederzeit beliebig reproduziert werden können. Das Messbild „friert“ den Zustand der Struktur ein und eine verfeinerte Auswertung kann jederzeit durchgeführt werden.

Ein weiteres innovatives Messsystem stellt ein so genannter Lasertracker dar. Der erzeugte Laserstrahl ist dabei in der Lage, die Position eines Zielreflektors mit einer sehr hohen Genauigkeit zu verfolgen. Die maximalen Abtaststraten decken darüber hinaus den Frequenzbereich der meisten Brückenstrukturen ab. In [55] sind Schwingungsuntersuchungen an einer Fußgängerbrücke mit einem Lasertracker-System aufgezeichnet worden. Zum Vergleich der erreichbaren Genauigkeiten vor allem in Bezug auf die Entfernung zum Bauwerk wurden Beschleunigungsaufnehmer als Referenzsignal benutzt. Das Ergebnis war überzeugend. Das Messsystem des Lasertrackers liefert Positionskoordinaten. Über eine Kombination mit Beschleunigungs- bzw. Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern kann eine zuverlässige Identifikation der dynamischen Schwingungsamplituden erreicht werden. Eine fehlerbehaftete zweifache Integration aus gemessenen Beschleunigungswerten auf die korrespondierenden Verformungsamplituden kann durch die Anwendung eines Lasertrackers vermieden werden.

In [21] und [72] wurden Neigungssensoren zur Erfassung von Verformungsänderungen an Brücken eingesetzt. Die Ergebnisse der Neigungswerte waren sehr zuverlässig. Aus den gemessenen Neigungswinkeln lassen sich die Verformungsänderungen der Brückenstruktur berechnen. Grundsätzlich gibt es bei der Technik der Neigungssensoren und den damit erzielbaren Messgenauigkeiten Unterschiede. Es existieren z.B. Systeme, die auf der Basis von orthogonal zueinander angeordneten Beschleunigungsaufnehmern arbeiten. Neigt sich der Sensor, liefern die Schwingungsaufnehmer abweichende Amplituden, die mit der Neigungswinkeländerung der Struktur korrespondieren. Eine weitere Bauart von Neigungssensoren arbeitet nach dem optoelektronischen Prinzip. Als Bezugsebene dient ein Flüssigkeitshorizont, der absolut rechtwinklig zur Lotrichtung steht. Je nach Neigung des Messobjektes verändern sich die Winkel zwischen dem Sensor und dem absoluten Horizont. Diese

Winkeländerungen werden mit einer positionsempfindlichen Diode hochpräzise gemessen und im Sensor zu digitalen oder analogen Ausgangssignalen aufbereitet.

Ein Verfahren zur Verformungsmessung im Rahmen von statischen Belastungstests repräsentiert das Nivellement. In [107] werden Nivellementmessungen zur Bestimmung der vertikalen Durchbiegungen von Straßenbrücken im Zuge von Belastungstests durchgeführt. Das kostengünstige Messsystem liefert präzise Verformungsdaten. Allerdings ist dabei ein erheblicher Zeitbedarf zu berücksichtigen. Die statische Belastung muss über den gesamten Messzeitraum konstant bleiben. Eine vollständige Sperrung der Brücke ist unumgänglich.

Verformungsmessungen mit Schlauchwaagen basieren auf dem Prinzip kommunizierender Röhren. Bereits 1933 konnte *TERZAGHI* eine Messgenauigkeit von  $\pm 0.01$  mm damit erreichen. Die Messwerte sind relativ und werden auf einen zu definierenden Nullpunkt bezogen. Es existieren nach [128] mögliche Fehlerquellen, wie z.B. Änderung der Dichte der Messflüssigkeit durch Temperaturschwankungen, Schwingungen der Flüssigkeitssäule und Bildung von Luftblasen im Schlauchsystem oder Luftdruckschwankungen. Es lässt sich feststellen, dass das Messprinzip der Schlauchwaage für statische Messungen bzw. sich langsam verändernde Prozesse geeignet ist.

Zur Erfassung von Verzerrungsgrößen werden im Zuge des Brückenmonitorings vermehrt faseroptische Sensoren nach [59], [65] und [28] verwendet. Der wesentliche Vorteil gegenüber standardmäßig eingesetzten Dehnungsmessstreifen liegt in der höheren Robustheit gegenüber Umgebungseinflüssen. Das Messprinzip beruht auf der unterschiedlichen Laufzeit von Lichtsignalen in zwei Licht leitenden Fasern. Eine Faser dient als Referenz, die andere Faser ist mit der Brückenstruktur gekoppelt und dient als Messfaser. Jede Verzerrung der Struktur führt demnach zu einer modifizierten Länge der Messfaser und bewirkt einen Laufzeitunterschied der Lichtsignale gegenüber der Referenz. Diese Laufzeitdifferenz korrespondiert mit den Längenänderungen an der Oberfläche der Brückenstruktur. Aufgrund der Messzeit für eine Verzerrungserfassung von wenigen Sekunden bietet sich diese Messmethode zur Analyse von statischen Verformungsgrößen an.

### **3.4.2 Schwingungsbasiertes Monitoring**

Die Grundlage zur Erfassung von Schwingungsbewegungen an einer Brückenstruktur bildet ein speziell abgestimmtes Messsystem. Ein solches System ist dadurch gekennzeichnet, dass eine bestimmte Anzahl von Sensoren synchron verarbeitet werden kann. Die Anzahl der benötigten Sensoren hängt wesentlich von der Größe und der Bauform der Brücke und der verwendeten Auswertemethode ab. Neben der verfügbaren Abtastrate besteht die Anforderung an das Messsystem, dass die aufgezeichneten Daten im Zeit- bzw. im Frequenzbereich abgespeichert werden können. Abhängig vom Auswertalgorithmus kann es z.B. bei ambienten Schwingungsmessungen vorteilhaft sein, die Messdaten im Zeitbereich abzule-

gen. Bei der Anwendung der klassischen Modalanalyse auf der Basis der Übertragungsfunktion können die Messschriebe bereits online in den Frequenzbereich transformiert und gespeichert werden. Es stehen bei beiden Varianten sämtliche Informationen der Messungen weiterhin zur Verfügung. Die Sensorik, die zur Messung der Schwingungsamplituden benötigt wird, bietet viele Variationsmöglichkeiten. Grundlegend lassen sich dynamische Bewegungen über den Schwingweg, die Schnelle oder die Akzeleranz erfassen. Im Bereich der Schwingungsmesstechnik haben sich Geschwindigkeits- und Beschleunigungssensoren etabliert. Zur Messung von Brückenschwingungen werden Sensoren benötigt, die bis nahe 0 Hz linear arbeiten. Aufgrund des größeren dynamischen Messbereichs werden Beschleunigungssensoren zur Erfassung niederfrequenter Schwingungen bevorzugt. Bei der praktischen Anwendung der Schwingungsmessung am Brückentragwerk gilt es, das Messprinzip der Sensorik zu beachten. Werden reine Spannungswerte ohne Ladungsverstärkung eingesetzt, ist auf die Kabellänge zu achten. Aufgrund des Kabelwiderstands kann es zu Beeinflussungen des Messsignals kommen. Großes Verbesserungspotenzial ist aufgrund der hohen Kabellängen im Bereich der kabellosen Sensoren zu sehen. Neben der Beeinflussung der Messsignale würden kabellose Sensoren eine erhebliche Zeitersparnis bei der Durchführung von Schwingungsmessungen an Brücken bedeuten. Die gemessenen Schwingungsdaten stehen einer anschließenden modalen Analyse zur Verfügung. Die klassische Vorgehensweise identifiziert die modalen Kenngrößen, wie Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und Dämpfungszahlen, anhand der berechneten Übertragungsfunktion als Verhältnis zwischen der Strukturantwort und der Strukturanregung. Die Anregung einer Brückenstruktur mit Hilfe eines Modalhammers oder eines Schwingungserregers stellt sich allerdings als äußerst schwierig und aufwendig dar. Die Brücke muss für die Messung komplett gesperrt werden und für die Anregung werden hohe Kräfte benötigt. Aus diesem Grund wurde in der Vergangenheit intensiv an der Entwicklung innovativer Algorithmen zur so genannten „Output-only“-Modalanalyse gearbeitet. Der wesentliche Vorteil dieser Methode ist, dass der Verkehr direkt zur Bauwerksanregung genutzt werden kann. Die anregenden Kräfte werden nicht erfasst. Die Erkenntnisse aus [24] zeigen auf, dass aus der reinen Strukturantwort die modalen Parameter zuverlässig identifiziert werden können. Für die Analyse der modalen Charakteristik haben sich Algorithmen, wie z.B. die "Frequency Domain Decomposition" (FDD) aus [23], die "Stochastic Subspace Identification" (SSI) und die "Random Decrement Method" (RDM) nach [129] bewährt. Die FDD und die SSI sind in [6] programmtechnisch umgesetzt und stehen als kommerzielles Produkt zur Verfügung. Die „Output-only“-Modalanalyse wurde in dem europäischen Forschungsprojekt „SIMCES“ [24] und in [42] erprobt und der klassischen Methode gegenübergestellt. Dabei wurden die Algorithmen der FDD und der SSI mit den modalen Informationen der zusätzlich gemessenen Übertragungsfunktionen mit Hilfe eines servohydraulischen Schwingungserregers verglichen. Die Ergebnisse der „Output-

only“-Modalanalyse waren sehr zuverlässig. Das Erfassen der reinen Strukturantwort ist besonders für Brückentragwerke wesentlich praktikabler.

Die Überwachung des Brückenzustands basiert auf den identifizierten modalen Eigenschaften der Struktur. Treten Schädigungsmechanismen innerhalb eines Tragwerks ein, reduziert sich die Steifigkeit und dadurch auch die modale Charakteristik der Brücke. Diverse Monitoringprojekte wie z.B. [24] zeigen allerdings auf, dass die Eigenfrequenzwerte relativ unempfindlich auf die Schädigungsmechanismen reagieren. Es stellt sich folglich die Frage, welche Schädigungsarten mit dieser Methode zuverlässig zu identifizieren sind. Zur Erforschung leistungsfähiger Algorithmen zur Identifikation von Schädigungen an Brückentragwerken sind zahlreiche praktische und theoretische Untersuchungen analysiert worden. Sämtliche Untersuchungen zielten dabei auf die Erkennung von Schäden ab. Detaillierte Analysen zur Erprobung der Algorithmen an realen Strukturen unter ungeschädigten Bedingungen stehen noch aus. Dabei existieren natürliche Randbedingungen, die während des standardmäßigen Brückenbetriebs zu Fehlalarmen führen können.

Einen großen Einfluss auf die Identifizierbarkeit von schädigungsbedingten modalen Abweichungen können klimatische Einflüsse ausüben. Die Umgebungsbedingungen der Brückenstruktur führen zu wechselnden Temperaturen innerhalb des Tragwerks. In [24], [67], [95] und [127] wurde gezeigt, dass diese natürlichen Einflüsse auf die modale Charakteristik einer Brückenstruktur die zu erwartenden Modifikationen infolge Schädigung übersteigen können. Es ist offensichtlich, dass einer eindeutigen Zuordnung der einzelnen Einflüsse auf die Schwingungscharakteristik eine große Bedeutung zukommt. In [95] werden die nichtlinearen Zusammenhänge zwischen Bauwerkstemperatur und Eigenfrequenzwerten dargestellt. Eine Klärung der physikalischen Grundlagen des dargestellten Phänomens erfolgte nicht. In [95] wurde vermutet, dass die physikalischen Materialeigenschaften z.T. an der temperaturbedingten Frequenzwertverschiebung beteiligt sind. Allerdings konnte diese Vermutung das starke Ansteigen der Eigenfrequenzwerte für Temperaturen unter 0 °C nicht erklären. Aus den Ergebnissen in [95] ließen sich in periodischen Abständen auftretende Verschiebungen der Eigenfrequenzwerte erkennen. Mit hoher Wahrscheinlichkeit konnten diese Frequenzabweichungen auf die Bauwerkstemperaturen zurückgeführt werden. Zeitgleich gemessene Temperaturwerte zeigen einen deutlichen Zusammenhang, der allerdings nicht-linear ist und dessen physikalischer bzw. mechanischer Hintergrund ungeklärt blieb. Ähnliche Ergebnisse zwischen Bauwerkstemperatur und Eigenfrequenzwerten wurden in [24] dokumentiert. Auch hier traten für Temperaturen unter 0 °C deutlich ansteigende Frequenzwerte auf. Zur Separierung der Einflüsse aus Temperatur und der schädigungsbedingten Auswirkungen wurde in [24] ein autoregressives Modell eingesetzt. Dieses mathematische Modell ist in der Lage, den Zusammenhang zwischen der Brückentemperatur und den Eigenfrequenzen zu „lernen“. Im Rahmen von Überwachungsaufgaben kann in Kombination mit definierten Temperatur-

messstellen der Anteil aus natürlichen Einflüssen eliminiert werden. An dieser Stelle ist zu hinterfragen, ob bei dieser Vorgehensweise zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Frequenzwertverschiebungen auf der Basis mathematischer Modelle nicht bereits wichtige Zustandsinformationen der Brückenstruktur verloren gehen. Ebenfalls ist zu klären, ob der zu Beginn mathematisch identifizierte Zusammenhang zwischen Eigenfrequenzen und Temperaturen über die Nutzungszeit einer Brücke konstant bleibt oder ebenfalls Veränderungen unterliegt. Die Ausführungen in [122] basieren im Wesentlichen auf den Erkenntnissen aus [24]. Der Autor gibt an, dass der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Frequenzwerte u.a. von den physikalischen Materialeigenschaften abhängt. Er weist darüber hinaus bezüglich des nichtlinearen Zusammenhangs für Temperaturen unter  $0^{\circ}\text{C}$  auf weiteren Forschungsbedarf hin.

Eine detaillierte Analyse des Temperatureinflusses auf das Schwingungsverhalten von Strukturen wird in [127] beschrieben. Die untersuchte Struktur aus Metall zeigte eine Abhängigkeit der Schwingungscharakteristik von der Umgebungstemperatur auf. Es wurden experimentelle und analytische Untersuchungen durchgeführt. Das Ergebnis zeigt, dass eine geringfügige Veränderung des Elastizitätsmoduls infolge von Temperaturschwankungen die Ursache für die Modifikationen des Schwingungsverhaltens ist. Die Analysen fanden ausschließlich am Werkstoff Stahl mit einem elastischen Materialverhalten statt und wurden experimentell wie auch numerisch dokumentiert.

In [63] und [84] wird die prinzipielle Komponentenanalyse präsentiert. Die prinzipielle Komponentenanalyse zerlegt einen Mechanismus, der von einer Vielzahl von unterschiedlichen Parametern abhängt, in einzelne Faktoren. Dabei lernt der Algorithmus über eine gewisse Periode die Zusammenhänge des Mechanismus und trennt die einzelnen beeinflussenden Parameter voneinander. Mit dieser Methode gelingt es nach [63] den Einfluss aus klimatischen Temperaturen unberücksichtigt zu lassen. Eine Erfassung der klimatischen Umgebungsbedingungen wäre nach [63] nicht erforderlich. Es ist allerdings kritisch zu hinterfragen, ob diese Vorgehensweise nicht bereits wichtige Informationen über den Brückenzustand übersieht. Nachdem der physikalische Grund für das nichtlineare Verhalten der Eigenfrequenzwerte infolge Temperatur bisher nicht geklärt werden konnte, erscheint die Methode unsicher, da keine Informationen über die Art der getrennten Parameter gemacht werden können.

Zur Klärung der physikalischen bzw. mechanischen Ursachen der Frequenzwertverschiebungen infolge des Temperatureinflusses wird ein wesentlicher Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit auf die Beschreibung dieses nichtlinearen Zusammenhangs gelegt. Dem Frequenzanstieg für Temperaturen unter  $0^{\circ}\text{C}$  kommt dabei besondere Bedeutung zu.

Der grundlegende Gedanke der schwingungsbasierten Monitoringmethode ist, dass Schädigungsmechanismen lokal die Steifigkeit herabsetzen und diese messtechnisch anhand ver-

änderter modaler Kenngrößen der Struktur identifiziert werden können. Einen Überblick über unterschiedliche Algorithmen zur Identifizierung modaler Strukturveränderungen wird in [47] gegeben. Die erläuterten Methoden in [47] identifizieren mehr oder weniger ausgeprägte Modifikationen der modalen Brückencharakteristik. Eine Schädigung beeinflusst in definierter Art und Weise das Steifigkeitsverhalten einer Brücke. Folglich zeigen sich für verschiedenartige Schadensbilder unterschiedlich ausgeprägte Einflüsse auf die modalen Parameter. Die wesentlichen internationalen Forschungstätigkeiten der vergangenen Jahre lagen in der Entwicklung und der Erprobung innovativer Methoden zur Schädigungsidentifizierung anhand modaler Brückendaten. In [47] und [60] werden differenzierte Methoden als Grundlage für Schädigungsindikatoren betrachtet. Neben der klassischen Betrachtung der modalen Parameter wird eine Vielzahl von Algorithmen und Indikatoren, wie z.B. die Analyse von Residuen, energetischen Kriterien, Antiresonanzen, Übertragungswegen bzw. die Anwendung regressiver Modelle oder mathematischer Filter, aufgelistet. Die energetische Methode kommt in [47] basierend auf den Messdaten aus [24] erfolgreich zur Anwendung. Ein Vergleich zwischen den Sensibilitäten der energetischen Betrachtung zu anderen Indikatoren erfolgt nicht. Die Studie in [60] beinhaltet einen Überblick über fünf unterschiedliche Methoden (Schadensindexmethode, Eigenschwingungsformmethode, Veränderung der Nachgiebigkeitsmatrix, Veränderung der Einheitsnachgiebigkeit, Steifigkeitsmethode). Die Ergebnisse der Schadensindexmethode und der Veränderung der Einheitsnachgiebigkeitsmatrix werden als sensibel eingestuft und eignen sich zur Schädigungsidentifizierung. Die Ergebnisse der Studie zeigen allerdings ein gewisses Streuen der Zuverlässigkeit in Bezug auf die Indikatorfunktion auf. Eine Abhängigkeit der Identifizierbarkeit der Methoden von den jeweiligen Schädigungsmechanismen lässt sich feststellen. Die Ausführungen in [100] beschreiben den „Detection and Relative Quantification“-Indikator. Er basiert auf der gemessenen Nachgiebigkeitsmatrix und zeigt mit Werten zwischen 0 und 1 den Zustand der Brückenstruktur an. Jede Abweichung vom ungeschädigten Zustand (Indikatorwert = 1) zeigt dabei quantitativ den Schädigungszustand an.

Die Erkenntnisse aus [131] weisen anhand einer Sensibilitätsstudie über Schadensindikatoren aus Schwingungsdaten analog zu den Ergebnissen aus [60] auf Unterschiede bezüglich der Identifizierbarkeit hin.

Es lässt sich folglich aufzeigen, dass die Art der Schädigung und der Schadensort einen wesentlichen Einfluss auf die Erkennbarkeit von Schäden ausüben. Es ist an dieser Stelle zu hinterfragen, ob die Fragestellung, welcher Algorithmus zur Analyse der modalen Brückenmessdaten am geeignetsten ist, zwingend beantwortet werden muss. Aus den Erfahrungen der internationalen Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Schädigungsidentifizierung kann resümiert werden, dass eine Vielzahl von Methoden existiert, die auf die einzelnen Schädigungs-

gungsmechanismen mehr oder weniger ausgeprägt reagieren. Eine geschickte Kombination unterschiedlicher Methoden zur Identifizierung von Schäden ist u.U. zu bevorzugen.

In Kombination mit einem numerischen Rechenmodell lassen sich die gemessenen modalen Brückendaten effektiv bewerten. Die Anpassung eines Finite-Elemente-Modells an die gemessene Brückencharakteristik ist beispielsweise in [48], [70] und [61] aufgezeigt. In [61] wurden Analysen zur Identifikation von Rissbereichen an Stahlbetonplatten durchgeführt. Anhand der modalen Parameter in Kombination mit einem parametrisierten Finite-Elemente-Modell gelang es den Autoren, die gerissenen Bereiche in Form einer Rissbereichsparabel zu beschreiben. Als Ausblick dieser Methode wird angegeben, dass sich innerhalb der Rissbereichsparabel die Rissbreiten angeben lassen. Auf die Leistungsfähigkeit und Verwendbarkeit des globalen Monitorings wird in [48] eingegangen. Dabei informieren die Autoren über die Möglichkeiten und den Zweck der messtechnikgestützten Bauwerksüberwachung. Die Kombination von aktuellen Messdaten des realen Bauwerks mit den Informationen eines numerischen Rechenmodells liefert die Basis einer zuverlässigen Lebensdauerprognose. Darüber hinaus wird erwähnt, dass die kombinierte Betrachtung von modalen Schwingungsparametern mit Verformungskenngrößen die zuverlässige Interpretation der Messergebnisse erheblich steigern kann. In Bezug auf die erreichbaren Genauigkeiten des globalen Monitorings erfährt der Leser in [48] und [10], dass die Anordnung der Sensoren und die Anzahl der Messaufnehmer einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis haben.

Die Ausführungen von [126] zeigen ebenfalls das Potenzial der schwingungsbasierten Monitoringmethode auf. An einer Stahlstruktur werden labortechnisch die modalen Parameter im ungeschädigten und geschädigten Zustand ermittelt. Neben den Frequenzwerten und den Eigenschwingungsformen kristallisieren sich für die plattenähnliche Struktur vor allem die Verläufe der Knotenlinien der einzelnen Schwingungsformen als effektive Indikatoren heraus.

Die Ausführungen in [25] betonen die hohen Anforderungen an das Brückenmonitoring. Labortechnische Untersuchungen bieten die Möglichkeit, innovative Methoden zu testen, allerdings stellt sich die Aufgabe, diese Methode im realen Einsatz auf deren Zuverlässigkeit hin zu prüfen. Die Autoren in [25] weisen darauf hin, dass Schwingungsmessdaten gekoppelt mit Informationen über Beanspruchungen bzw. Deformationen die Identifizierbarkeit von Schäden deutlich steigern können.

Die Ergebnisse der Schädigungstests in [24] zeigten auf, dass sich die Eigenfrequenzwerte relativ unsensibel auf die initiierten Schädigungsszenarien verhalten. Auf diesen Erkenntnissen aufbauend wurde in [93] ein Algorithmus abgeleitet, der aus der Kombination der Messergebnisse mit den Informationen eines numerischen Rechenmodells die direkte Bauwerkssteifigkeit ermittelt. Dieser Algorithmus kombiniert zur Berechnung der lokalen Steifigkeiten die gemessenen Eigenfrequenzen mit den gemessenen Eigenformen. Die Effektivität dieser

Methode konnte anhand der Schädigungstestdaten aufgezeigt werden. In den Ausführungen werden keine Angaben über die möglichen Genauigkeiten zur Zustandsüberwachung von Ingenieurbauwerken getätigt.

In [134] werden Vorgehensweisen zur Schadensdetektierung an Bauwerken mit Hilfe von Schwingungsmessdaten erörtert. Der Autor geht dabei auf unterschiedliche Ansätze zur Schädigungsidentifizierung ein. Neben dem klassischen Ansatz unter Verwendung der Eigenfrequenzwerte werden die modalen Parameter wie die Eigenschwingungsformen und die Strukturdämpfung zur Schadenslokalisierung betrachtet. Der Einfluss der natürlichen Umgebungsbedingungen auf die Veränderlichkeit der modalen Schwingungscharakteristik wird genannt. Eine Möglichkeit zur Berücksichtigung dieses Einflusses wird nicht aufgeführt. Ebenfalls stellt der Autor fest, dass sich die Dämpfungskennzahlen einer Baustruktur unter der Voraussetzung einer genauen Bestimmung zur Schädigungsidentifizierung eignen.

In [78] und [133] wird das globale schwingungsbasierte Monitoringkonzept mit lokal gemessenen Verzerrungskenngrößen kombiniert. Dadurch kann die Sensibilität der Messergebnisse auf lokale Modifikationen, wie z.B. einer veränderten Kraftübertragung zwischen Bewehrungsstahl und Beton, erreicht werden. Es muss in diesem Fall allerdings umfangreiches Detailwissen über stark beanspruchte Bereiche innerhalb einer Tragstruktur vorliegen. Darüber hinaus stellt diese Vorgehensweise keine zerstörungsfreie Methode dar.

Ein Überblick über die Möglichkeiten von Brückenmonitoring zur Zustandskontrolle und der weiterführenden Berücksichtigung der Ergebnisse aus dem Monitoring im Rahmen des Brückenunterhalts wird in [19], [20] und [123] gegeben. Neben der Beschreibung der Verfahren im Zuge des Brückenmonitorings analog zu [5], [98] und [112] wird in [19] ein Schwerpunkt auf die Berücksichtigung der ermittelten Brückenzustände aus dem Monitoring im Hinblick auf die Brückensicherheit gelegt. Dabei werden die Einflüsse aus streuenden Größen und den Messergebnissen des Monitorings bei der statistischen Berechnung der Brückensicherheiten berücksichtigt. Auf dieser Basis gelingt es, die registrierten Brückenschäden hinsichtlich der Brückenzuverlässigkeit zu bewerten.

### **3.4.3 Bewertung und Zieldefinition für die eigene Arbeit**

Als einheitliches Problem aller langfristig durchgeführten Monitoringprojekte zeigte sich der Einfluss der klimatischen Temperaturen auf das Schwingungs- bzw. Verformungsverhalten. Infolge Temperaturschwankungen konnten Verschiebungen der Frequenzwerte registriert werden, deren Größenordnung mit den erwarteten Frequenzabweichungen infolge Schädigungen vergleichbar ist. Eine eindeutige physikalische Beschreibung der nicht-linearen temperaturbedingten Frequenzänderungen erfolgte bisher nicht. Lediglich konnte in [127] für Temperaturen über 0 °C und für metallische Werkstoffe die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls für die Veränderungen der Frequenzwerte infolge Temperaturschwankun-

gen verantwortlich gemacht werden. In [86] wurde zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Frequenzen und Temperaturen ein autoregressives Modell angewendet. Eine eindeutige physikalische und mechanische Klärung dieses Phänomens steht noch aus.

Im Weiteren zeigten die Erfahrungsberichte internationaler Monitoringprojekte, dass sich das schwingungsbasierte Konzept grundsätzlich zur Zustandsüberwachung und zur Schadensidentifizierung anwenden lässt. Zur Beantwortung der Leistungsfähigkeit und der Genauigkeit dieser Vorgehensweise fehlen detailliertere Informationen. Vor allem die Fragestellung, welcher Schädigungsgrad in Verbindung mit der Schädigungsposition detektiert werden kann, blieb bisher ungeklärt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird auf den Erkenntnissen der internationalen Forschungsarbeiten aufgebaut. Die Mehrheit der Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet des Brückenmonitorings konzentriert sich auf spezielle Methoden zur Identifizierung von Schädigungen. Anhand der eigens durchgeführten Schädigungstests an einer Straßenbrücke werden unterschiedliche Monitoringstrategien parallel umgesetzt. Dadurch können direkte Vergleiche in Bezug auf die Zuverlässigkeit der Schädigungsidentifizierung geführt werden. Neben dem Ziel der Erprobung der Monitoringmethoden an einer realen Struktur sollen die bisher ungeklärten Einflüsse der klimatischen Temperaturen auf die Eigenfrequenzwerte einer Brücke erörtert werden.

## 4 Klimatische Temperatureinflüsse auf Brückentragwerke

### 4.1.1 Temperaturbedingte Verformungsänderungen

Ein Tragwerk befindet sich in einer ständigen Wechselwirkung zu seiner Umgebung. Abgesehen von den Belastungen der Tragstruktur aus den Verkehrslasten existieren natürliche Beanspruchungen aus dem klimatischen Umfeld einer Baustruktur. Neben sämtlichen übergeordneten Einflüssen wie z.B. den Anteilen der direkten und diffusen Sonnenstrahlung bewirken vor allem örtliche Gegebenheiten wie z.B. die Bauwerksausrichtung, die Topologie der Umgebung und die Beschaffenheit des Bodens die Ausbildung einer charakteristischen Temperaturverteilung innerhalb des Bauwerks. Ein Überblick über sämtliche zur Beschreibung der nicht-linearen Temperaturverteilungen innerhalb eines Brückenquerschnitts erforderlichen Einflüsse ist in Anhang A2 aufgeführt.

In der Baupraxis werden gemäß [35] klimatisch bedingte Temperatureinflüsse standardmäßig durch lineare Temperaturfelder berücksichtigt. Die reale Temperaturverteilung wird durch eine über den Gesamtquerschnitt konstante Temperaturverteilung (Temperaturschwankung  $\vartheta_s$ ) berücksichtigt, gleichbedeutend für die Auswirkungen durch Temperatureinwirkung in Brückenlängsrichtung. Eine über die Querschnittshöhe lineare Temperaturverteilung (Temperaturunterschied  $\Delta\vartheta_v$ ) repräsentiert gemäß Abbildung 4.1 die Beanspruchungen in der Vertikalebene und die lineare horizontale Temperaturdifferenz  $\Delta\vartheta_h$  beinhaltet die Belastung in der Horizontalebene des Brückenbauwerks.

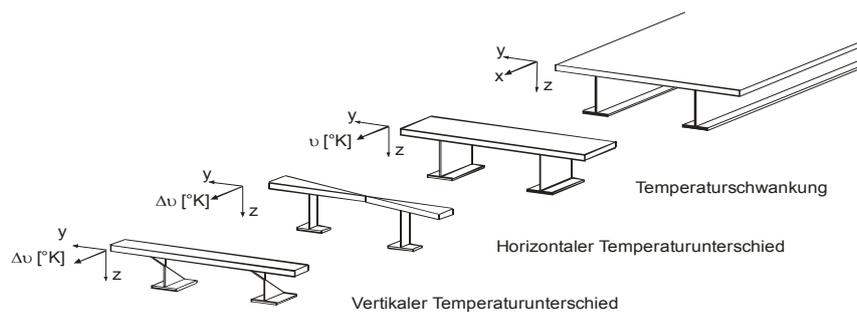


Abb. 4.1: Zur Definition linearer Temperaturfelder nach [35]

Diese Annahme der Temperaturverteilung ist jedoch eine Näherung und ermöglicht somit keine genauen Aussagen über die Auswirkungen klimatischer Einflüsse auf ein Brückenbauwerk. Eine Visualisierung der an der Brückenunterseite in Wirklichkeit vorherrschenden und aus klimatischen Effekten stammenden Temperaturen innerhalb einer Baustruktur zeigt die nachfolgende Aufnahme einer Infrarot-Thermografiekamera in Abbildung 4.2 auf. Die Abbildung 4.3 zeigt die Bauwerksstruktur aus der identischen Aufnahmeposition wie die Ab-

bildung 4.2 mit der Thermografiekamera. Die thermografische Aufnahme verdeutlicht, dass innerhalb des Brückenquerschnitts eine nicht-lineare Temperaturverteilung vorliegt. Anhand numerischer Simulationsrechnungen nach [68] lassen sich die in Abbildung 4.4 schematisch skizzierten, nicht-linearen Temperaturfelder bestimmen. Das Ergebnis steht daraufhin als Lastfall „Temperatureinwirkung“ einer Finite-Elemente-Berechnung zur Verfügung.



Abb. 4.2: Infrarotthermografie Ansicht von unten



Abb. 4.3: Aufnahme von unten

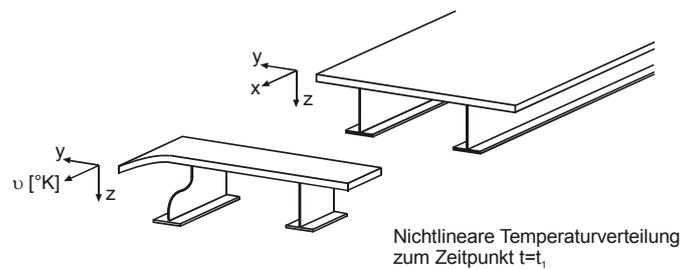


Abb. 4.4: Beschreibung nicht-linearer Temperaturverteilungen nach [68]

Um eine möglichst exakte Simulation der Temperaturbelastungen durchführen zu können, werden die Berechnungsvorgaben zur Modellierung der Beanspruchungen erheblich erweitert. Die Abbildung 4.5 informiert über die möglichen Reaktionen, die durch Ersatztemperaturfelder abzudecken sind.

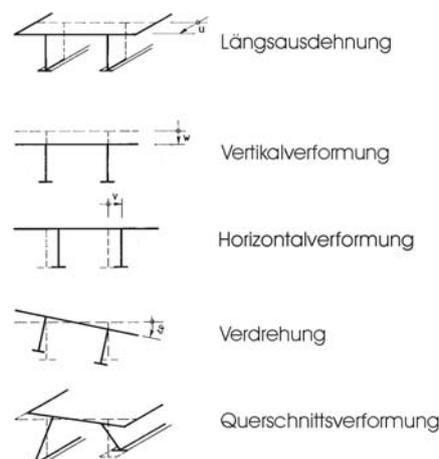


Abb. 4.5: Bauwerksreaktionen infolge nicht-linearer Temperaturverteilungen nach [68]

Die Brückenstruktur reagiert nach [76] auf nicht-lineare Temperaturbelastungen mit Deformationen und Zwängungen. Zur Erfassung und zur Beschreibung der temperaturbedingten Verformungsanteile im Rahmen des verformungsbasierten Monitorings ist eine numerische Simulation der klimatischen Randbedingungen und der daraus resultierenden Temperaturbeanspruchungen unumgänglich.

#### 4.1.2 Temperatureinflüsse auf die Schwingungscharakteristik

##### 4.1.2.1 Eigenschaften des Stahls

Der Werkstoff Stahl weist bei abnehmenden Temperaturen Veränderungen der mechanischen Eigenschaften auf. Die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und die Härte nehmen zu. Die Eigenschaften zur Beschreibung des duktilen Materialverhaltens, wie die Bruchdehnung, die Brucheinschnürung und die Kerbschlagzähigkeit, nehmen ab. Eine Veränderung der Wärmeleitfähigkeit und des Temperatúrausdehnungskoeffizienten kann infolge abnehmender Temperaturen erkannt werden. Der günstig wirkenden Verfestigung des Materials Stahl infolge tieferer Temperaturen steht der mögliche Verlust der Plastizität entgegen. Diese Veränderungen können im mikroskopischen Bereich beobachtet werden. Der Aufbau der Elementarzelle des Stahls ist für die Eigenschaften des Materials im Wesentlichen verantwortlich. Der tieftemperaturbedingte Übergang vom zähen zum spröden Materialverhalten kann nach [101] nur bei Werkstoffen mit kubisch-raum-zentriertem atomarem Gitter beobachtet werden. Bei austenitischen Stählen mit einem kubisch-flächen-zentrierten Gitter kann die Duktilität auch im Bereich tiefer Temperaturen erkannt werden. Die Zunahme der Festigkeiten und der gleichzeitige Verlust des Verformungsvermögens infolge sinkender Temperaturen können durch die Behinderung der Gleitvorgänge in der atomaren Gitterstruktur erläutert werden. Die Gleitvorgänge werden durch Versetzungsbewegungen hervorgerufen, deren Auftreten wegen der verminderten thermischen Aktivierbarkeit bei tieferen Temperaturen reduziert wird. In einem kubisch-flächen-zentrierten Gitter steht ein höheres Potenzial an Gleitvermögen aufgrund der dichteren Atombelegung zur Verfügung. Somit sind auch bei tiefen Temperaturen im Vergleich zum kubisch-raum-zentrierten Gitter noch Gleitbewegungen möglich. Neben diesen Effekten innerhalb der Elementarzelle zeigt der Kristallaufbau, die Mikrostruktur, die chemische Zusammensetzung und mögliche Verunreinigungen einen Einfluss auf das temperaturabhängige Verhalten von Stählen. Die im Rahmen des schwingungsbasierten Monitorings festgestellten Veränderungen der Eigenfrequenzen infolge Temperaturwechsel können auf die Veränderung der physikalischen Eigenschaften der verwendeten Materialien zurückgeführt werden. Bei der Simulation von modalen Kenngrößen von Baustrukturen sind vor allem die Veränderungen der elastischen Eigenschaften von großer Bedeutung. Der Elastizitätsmodul  $E_s$  von Stahl wächst mit absinkenden Temperaturen linear an. Eine Größenord-

nung der temperaturbedingten Veränderung des Elastizitätsmoduls kann nach [101] mit nachfolgender Gleichung angegeben werden.

$$E_S = E_{S0} + \frac{E_{S0}}{10} \left( 1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right) \quad (4.1)$$

Unter  $E_{S0}$  ist der Referenzwert des Elastizitätsmoduls für Stahl bei 0 °C zu verstehen. Eine Veränderung der Querdehnungszahl von Stahl kann infolge Temperaturschwankungen nicht erkannt werden. Im Weiteren kann nach [101] mit abnehmenden Temperaturen eine stetige Abnahme des Temperatúrausdehnungskoeffizienten  $\alpha_s$  beschrieben werden. Diese Veränderung lässt sich durch nachfolgende Gleichung beschreiben.

$$\alpha_s = \left( \frac{\vartheta + 273,15}{3,181 \cdot 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7,59}} \cdot 10^{-6} \cdot C^{-1} \quad (4.2)$$

Bezogen auf den für Brücken zutreffenden Temperaturbereich von -20°C bis +40°C ergibt sich (4.1) eine Veränderung des Elastizitätsmoduls um 2%.

#### 4.1.2.2 Eigenschaften des Betons

Die Veränderung der Materialeigenschaft von Beton erfolgt in geringem Umfang anhand der Verhaltensweisen der einzelnen Komponenten wie z.B. Zuschlag, Zementstein, Wasser, Eis und Poren. Die Zusammenwirkung der einzelnen Komponenten bewirkt den größten Teil der Veränderungen. Besonders spielt die Betonfeuchte und die Porendurchmesserverteilung in Abhängigkeit von der Temperatur eine Rolle. Die physikalischen Veränderungen treten im submikroskopischen Zementstein auf. Der Gefriervorgang ist von komplexer Natur und getrennt zu betrachten. Die Modifikation der Eigenschaften bei erhöhten Temperaturen steht im Gegensatz zum Gefriervorgang in engem Zusammenhang mit einer Mikrorissbildung. Das Verhalten von Beton unter klimatischen Einflüssen wird im Folgenden getrennt für Temperaturen unter und über 0 °C erörtert.

##### *Betonverhalten für Temperaturen unter 0 °C*

Das Verhalten von Beton bei Temperaturen unter 0 °C hängt nach [43], [96], [89], [121], [124] und [117] wesentlich von dem Porenwasser bzw. dem Feuchtegehalt des Betons ab. Das Gefrieren des Porenwassers im Beton ist mit den mechanischen Werkstoffveränderungen gekoppelt und führt folglich zu einem physikalisch differenzierten Mechanismus innerhalb des Betons im Vergleich zu erhöhten Temperaturen. Eine Ursache für die Modifikation ist das unterschiedliche Gefrierverhalten von Porenwasser im Vergleich zu reinem Wasser unter Atmosphärendruck. Reines Wasser gefriert bei 0 °C mit einer 9%igen Volumenzunahme. Innerhalb des Betons erfährt das Wasser eine Gefrierpunktniedrigung. Porenwasser

ist nicht chemisch rein, dadurch verringert sich aufgrund der löslichen Substanzen das Potenzial des Wassers. Eine weitere Tatsache ist, dass die potenzielle Energie des Porenwassers aufgrund der physikalischen Wechselwirkung zwischen dem Wasser und den Porenwänden infolge der Oberflächenkräfte des Wassers reduziert wird. Durch diese Abnahmen der potenziellen Energie des Porenwassers kommt es zu einem Absinken des Gefrierpunktes. Liegen die Temperaturen unter 0 °C, beginnt das Wasser im Beton zu gefrieren. Dieser Vorgang setzt aufgrund der o.g. Mechanismen in den großen Poren als Erstes ein. Es findet ein Verdrängungsmechanismus innerhalb der wassergefüllten Poren durch die Eisbildung statt. Das noch nicht gefrorene Wasser wird dabei in benachbarte Poren verdrängt, die ausreichend groß bzw. noch nicht vollständig mit Eis gefüllt sind. Anschließend wächst das Eiskristall in den Nachbarporen weiter. Dabei werden erhebliche Dampf-, Wasser- und Eisdrücke aufgebaut. Die sich infolge des Eiswachstums bzw. aus dem unterschiedlichen thermischen Dehnungsverhalten von Eis und Festkörper einstellenden Eigenspannungen können zu Mikrorissbildung und Gefügezerstörungen im Zementstein führen. Hohe Betonfeuchten und große Abkühlgeschwindigkeiten fördern diesen Vorgang. Trotz dieser Mechanismen kann eine Verfestigung des Betons festgestellt werden. Dies ist auf die stützende Wirkung des Eises, begründet durch dessen Druck- und Zugfestigkeit, zurückzuführen. Eine stärkere Kontraktion der Zementstein-Matrix gegenüber dem Zuschlagkorn erhöht die Verbindungskräfte in der Kontaktfläche. Vorzeitigen Verbundrissen infolge von Beanspruchungen kann somit entgegengewirkt werden.

Die Veränderung des Elastizitätsmoduls  $E_B$  von Beton kann für Temperaturen unter 0 °C als Funktion der Betonfeuchte dargestellt werden. Ausgehend von dem Elastizitätsmodul  $E_{B0}$  für Beton bei 0 °C berechnet sich der effektiv wirkende Modul bei niedrigen Temperaturen nach [52] zu:

$$E_B = E_{B0} + \alpha \cdot u_m \quad u_m \text{ steht für die mittlere Betonfeuchte und } \alpha \text{ ist wie folgt definiert:}$$

$$\alpha = 4000 \left( 1 - \frac{\Delta T + 190}{190} \right) \quad (4.3)$$

#### *Betonverhalten für Temperaturen über 0 °C*

Der Elastizitätsmodul von Beton erfährt bei Temperaturerhöhung gemäß der Abbildung 4.6 eine Abminderung. Der Umfang der temperaturbedingten Abnahme des Elastizitätsmoduls ist wesentlich durch die verwendeten Zuschlagstoffe gekennzeichnet. In [7], [29], [30], [99], [104], [115] und [52] werden temperaturabhängige Elastizitätsmodul-Kenngrößen für Temperaturen über 0 °C angegeben. Daraus geht hervor, dass der Elastizitätsmodul im Temperaturbereich von 0 °C bis 40 °C eine Verringerung von ca. 20-25 % erfährt. Als Ursache für die rasche Abnahme des Elastizitätsmoduls ist in [115] einerseits der Verlust des freien Wassers

innerhalb des Betons zu nennen. Andererseits wirkt sich die bei geringer Temperaturerhöhung einstellende Rissbildung infolge der thermischen Dehnungsunterschiede zwischen Zementstein und Zuschlag auf den resultierenden Elastizitätsmodul von Beton aus. Die innerhalb der entstandenen Risse aufgetretenen unebenen Oberflächen können erst im Zuge einer Laststeigerung miteinander in Kontakt treten. Bei einer Laststeigerung kommt es zu größeren Verformungen, die sich daraufhin in den reduzierten Elastizitätsmodulwerten widerspiegeln.

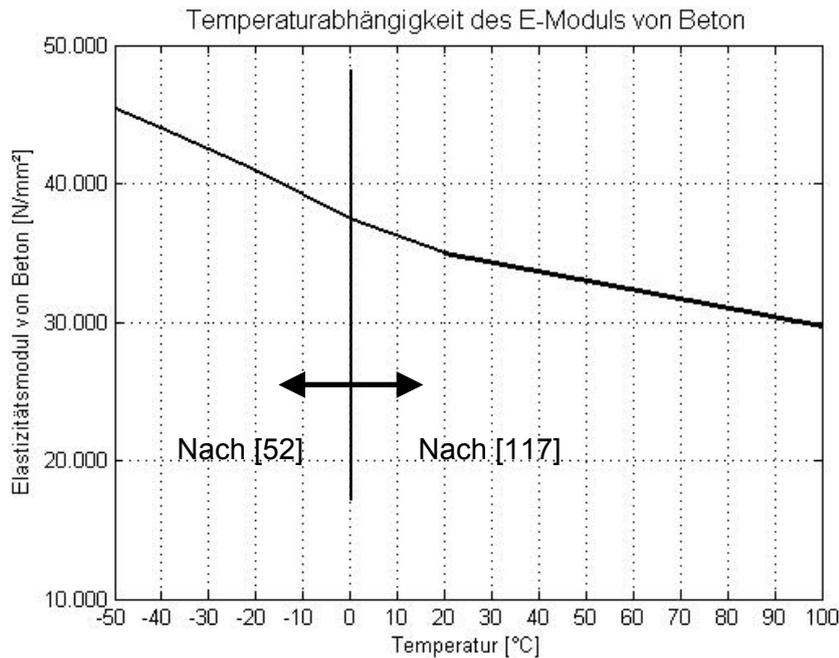


Abb. 4.6: Temperaturabhängigkeit des E-Moduls des verwendeten Betons nach [52] und [117]

#### 4.1.2.3 Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl

Der Werkstoff Stahlbeton bzw. Spannbeton ist durch die Zusammenwirkung von Beton und Bewehrungsstahl gekennzeichnet. Die Kraftübertragung zwischen Bewehrungsstäben und dem umgebenden Beton ist durch Verbund zu beschreiben. Der Verbundmechanismus kann im Weiteren in Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund gegliedert werden. Die Bereiche der Verbundmechanismen können anhand der in Abbildung 4.7 dargestellten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung aufgezeigt werden.

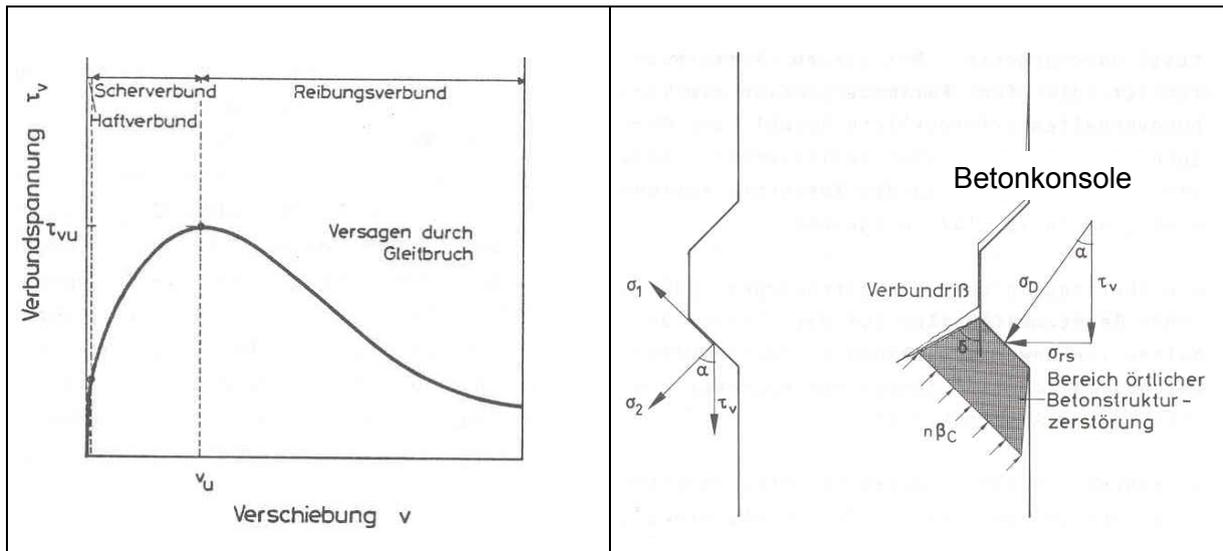


Abb. 4.7: Verbundmechanismen nach [101]

Abb. 4.8: Kraftverteilung in der Betonkonsole nach [101]

Der Anteil der Haftkraft am Verbundwiderstand ist bei gerippten Bewehrungsstäben von untergeordneter Bedeutung. Der wesentliche Anteil wird von der Scherkraft zwischen dem Beton und den Bewehrungsstahlrippen übernommen. Die Kraftausstrahlung im Bereich der Rippen der Bewehrungsstäbe kann durch die Abbildung 4.8 aufgezeigt werden. Die sich an den Rippenoberflächen ausbildenden schrägen Druckkomponenten bewirken eine Zugkomponente innerhalb des Betons. Sie ist für das Entstehen des Verbundrisses nach Abbildung 4.8 verantwortlich. Nach Überschreiten der Verbundfestigkeit, gekennzeichnet durch eine örtliche Gefügezerstörung, übernimmt der Reibungsverbund die Resttragfähigkeit der Stahlbetonstruktur.

Infolge absinkender Temperaturen erfährt der oben erläuterte Verbundmechanismus eine Veränderung. Durch tiefe Temperaturen wird der Verbund zunehmend verfestigt und versteift. Die Betonfeuchte zeigt dabei einen wesentlichen Einfluss auf die Verfestigung. Aufgrund der absinkenden Temperaturen erhöht sich die Druck- und Zugfestigkeit des Betons und es kommt zu einer Verstärkung des Scherverbundmechanismus.

#### 4.1.2.4 Rissbildung im Stahlbeton

Der Mechanismus der Rissbildung ist durch örtliches Überschreiten der Betonzugfestigkeiten gekennzeichnet. Durch Eintreten eines Risses verlagert sich die Zugkomponente auf die Bewehrung. Der Bewehrungsstab überträgt wiederum die erhaltenen Zugkräfte über den Verbundmechanismus nach Kapitel 4.1.2.3 in den angrenzenden Beton.

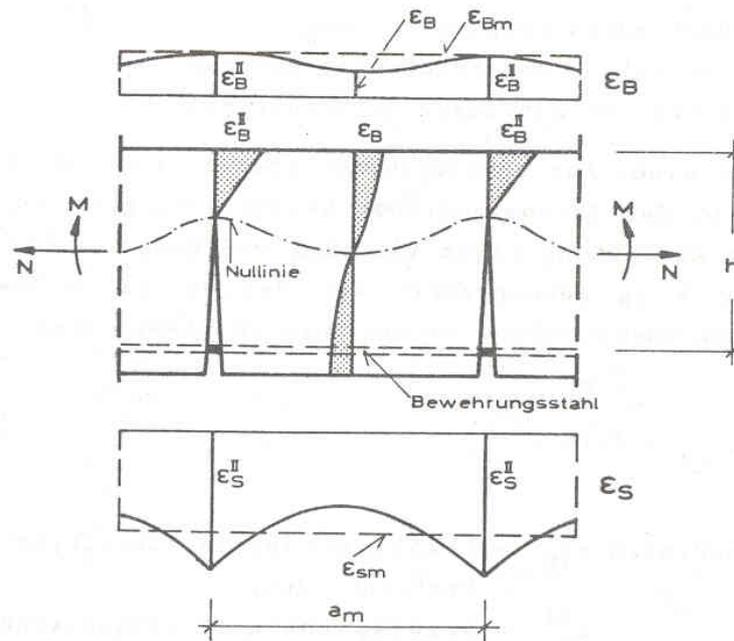


Abb. 4.9: Mechanismus der Rissbildung im Stahlbeton nach [43]

Der in Abbildung 4.9 dargestellte Mechanismus zur Rissbildung im Stahlbeton zeigt im Bereich der Risse eine Umlagerung der Kraftkomponenten innerhalb des Querschnitts auf. Die Bewehrung erfährt im Bereich des Risses einen Spannungsanstieg, der über Verbundmechanismen in Verbindung mit einer dafür benötigten Einleitungslänge wieder in den angrenzenden Beton eingeleitet wird. Die erforderliche Einleitungslänge des Bewehrungsstabes zur Übertragung der Zugkräfte zurück in den Beton ist durch die Verbundfestigkeit gekennzeichnet. Diese Festigkeit des Betons ist im Weiteren für den Abstand der einzelnen Risse verantwortlich. Im Bereich der Einleitungslängen liegen hauptsächlich Reibungs- und Scherverbund vor. Es lässt sich feststellen, dass die Verbundfestigkeiten und somit die Rissbilder infolge absinkender Temperaturen aufgrund der in den Kapiteln 4.1.2.2 und 4.1.2.3 beschriebenen Mechanismen Veränderungen unterliegen.

#### 4.1.2.5 Eigenschaften des Asphalts

Die mechanischen Eigenschaften von Asphalt sind wesentlich durch die Zusammenwirkung von Bitumen und den verwendeten Zuschlagsstoffen gekennzeichnet. Die im Zusammenhang mit den temperaturbedingten Veränderungen der modalen Kenngrößen von Tragwerken benötigten Informationen über den Elastizitätsmodul von Asphalt können wie folgt beschrieben werden: Der Elastizitätsmodul von Asphalt, gekennzeichnet durch ein viskoelastisches Materialverhalten, kann im Rahmen von dynamischen Versuchen bestimmt werden. Der dynamische Versuch ist durch erzwungene Schwingungen einer Materialprobe gekennzeichnet. Innerhalb des Werkstoffes werden zeitabhängige sinusförmige Spannungen er-

zeugt. Aus [4], [22], [39], [58], [66] und [102] resultiert für den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul von Asphalt der nachfolgende Verlauf. Aufgrund der mechanischen Eigenschaften des Bindemittels Bitumen kann in Abbildung 4.10 eine starke Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur identifiziert werden.

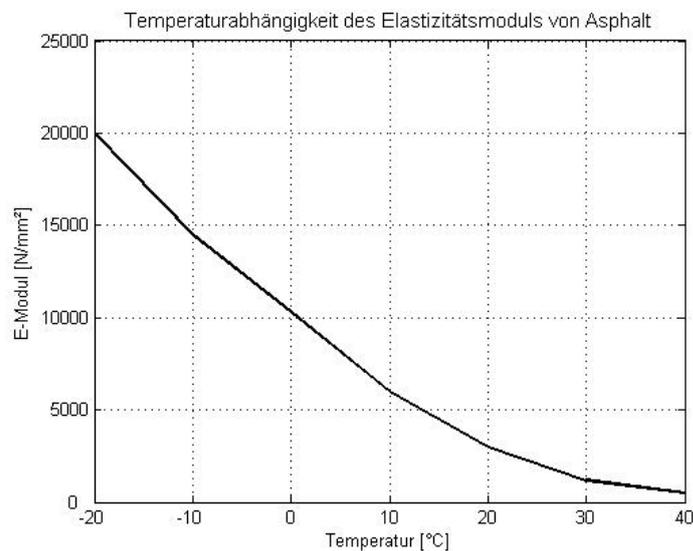


Abb. 4.10: Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Asphalt nach [58]

Der Einfluss der temperaturbedingten Steifigkeitsänderungen des Asphalts auf das Schwingungsverhalten von Brückentragwerken spielt allerdings aufgrund der geringen statischen Mitwirkung der Asphalttragschicht auf Brücken eine untergeordnete Rolle. Für die in Abschnitt 6 beschriebene Straßenbrücke in Verbundbauweise kann angegeben werden, dass der Asphaltbelag lediglich einen Anteil von ca. 3% des Gesamtträgheitsmoments aufweist.

## 5 Theoretische Grundlagen

### 5.1 Verformungsbasiertes Monitoringkonzept

#### 5.1.1 Strukturdeformationen

In den folgenden Abschnitten werden die allgemeinen Beziehungen nach [113], [3] und [14] zur Beschreibung von Strukturdeformationen dargestellt. Die Gleichgewichtsbedingungen eines differentiellen Elements nach Abbildung 5.1 können wie folgt geschrieben werden:

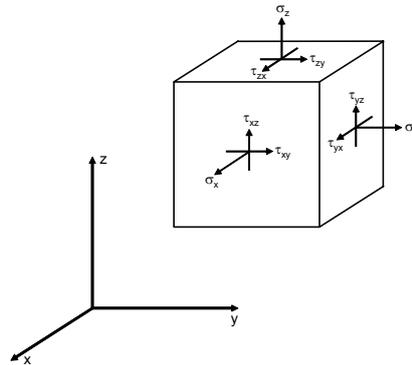


Abb. 5.1: Definition von Normalspannungen und Schubspannungen am differentiellen Element

Gleichgewichtsbedingung:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad (5.1)$$

Neben den Gleichgewichtsbedingungen lassen sich die physikalischen Gleichungen bzw. das verallgemeinerte Hooke'sche Gesetz für Verzerrungen folgendermaßen angeben:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)]; & \gamma_{yz} &= \frac{1}{G} \tau_{yz} \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)]; & \gamma_{zx} &= \frac{1}{G} \tau_{zx} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]; & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \tau_{xy} \end{aligned} \quad (5.2)$$

Unter der Voraussetzung, dass die Bedingung für das Gleichgewicht, für die Geometrie und für das Hooke'sche Gesetz in Kombination mit den Randbedingungen und den Verträglichkeitsbedingungen eingehalten ist, kann der Verformungszustand eines Körpers bestimmt werden.

### 5.1.2 Betrachtungen zur Beschreibung beschädigter Strukturen

Werden die allgemeinen kontinuumsmechanischen Beziehungen auf das Beispiel eines Biegestabes übertragen, resultieren nach [105] folgende mechanischen Zusammenhänge der Strukturverformungen. Zur Beschreibung der Spannungen und der Verzerrungen eines Balkenelements unter einer Momentenbeanspruchung werden statische Aussagen, geometrische Bedingungen und das Elastizitätsgesetz benötigt.

Die Beziehungen zwischen den Verzerrungen  $\varepsilon$  bzw.  $\gamma$  und den Verschiebungen  $u$  bzw.  $w$  können in Balkenlängsrichtung  $x$  bzw. in vertikaler Richtung  $z$  anhand der angegebenen Formeln beschrieben werden. Die mechanischen Zusammenhänge resultieren aus den allgemeinen Beziehungen des Abschnitts 5.1.1.

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \quad \text{und} \quad \gamma = \frac{dw}{dx} + \frac{du}{dz} \quad (5.3)$$

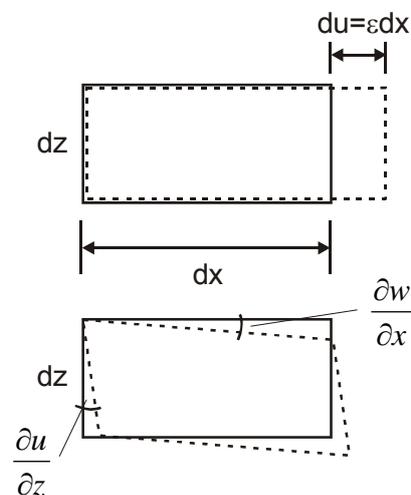


Abb. 5.2: Verzerrungszustand am Balkenelement

Die Dehnung  $\varepsilon$  und die Winkeländerung  $\gamma$  geben an, wie sich ein beliebiges Balkenelement mit den Seitenlängen  $dx$  und  $dz$  deformiert. Die Deformationen können der Abbildung 5.2 entnommen werden. Die Zusammenhänge zwischen der Dehnung  $\varepsilon$  und der Normalspannung  $\sigma$  bzw. der Winkeländerung  $\gamma$  und der Schubspannung  $\tau$  sind durch die Elastizitätsgesetze  $\sigma = E \cdot \varepsilon$  und  $\tau = G \cdot \gamma$  gegeben. Anhand der dargestellten Zusammenhänge lassen

sich allerdings noch keine Spannungen und Verformungen ermitteln. Folgende Annahmen ermöglichen die Berechnung von Deformationen:

- Die Verschiebung  $w$  ist unabhängig von der Querschnittshöhe und somit erfahren alle Punkte eines Querschnitts die gleiche Verschiebung (Durchbiegung) in  $z$ -Richtung. Die Balkenhöhe bleibt unverändert.
- Es gilt das Gesetz von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte. Ein Querschnitt erfährt neben der Absenkung  $w$  eine reine Drehung um den Krümmungswinkel  $\psi = \psi(x)$ . Die Verschiebung  $u$  in  $x$ -Richtung ergibt sich für jeden beliebigen Punkt  $P$  im Abstand  $z$  von der Balkenachse zu:  $u(x, z) = \psi(x)z$ ;

Die Verknüpfung der dargestellten Zusammenhänge führt im Weiteren zu:

$$\sigma = E \frac{du}{dx} \quad (5.4)$$

$$\tau = G \left( \frac{dw}{dx} + \frac{du}{dz} \right) \quad (5.5)$$

Die Bezeichnung  $w'$  bedeutet die Neigung der deformierten Balkenachse. Durch die Wahl der Schwerachse  $y$  durch den Symmetriepunkt des Querschnitts lassen sich in Verbindung mit den aufgeführten Erkenntnissen folgende Gleichungen ableiten:

$$M = EI \cdot w'' \quad \text{und} \quad w' = -\psi \quad (5.6)$$

Danach ist die Änderung  $d\psi$  des Drehwinkels über die Länge  $dx$  proportional zum wirkenden Moment. Das entsprechende Verformungsbild ist in Abbildung 5.3 aufgezeigt. Der dargestellte Zusammenhang wird auch als das Elastizitätsgesetz der Biegung bzw. als die Biegesteifigkeit bezeichnet.

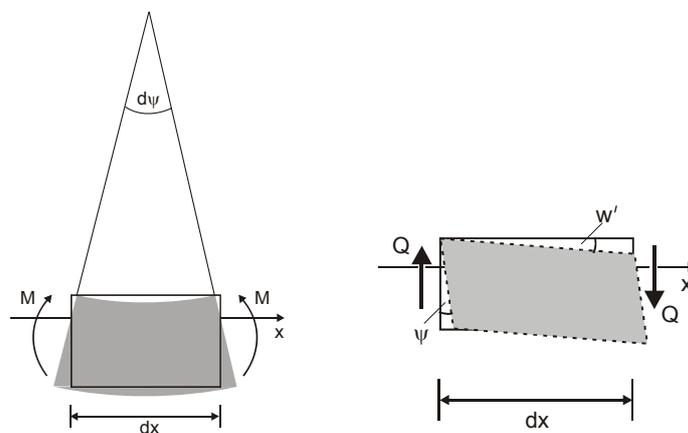


Abb. 5.3: Zur Beschreibung der Biegesteifigkeit

Aus der Gleichung (5.5) resultiert eine über den Querschnitt konstante Schubspannung  $\tau$ . In Wirklichkeit trifft das nicht zu und ist auf die o.g. Annahmen zurückzuführen. Die tatsächlich sich einstellenden Schubspannungen ändern sich über den Querschnitt und sind insbesondere am oberen und unteren Rand gleich Null. Das Elastizitätsgesetz der Querkraft kann anhand der Gleichung (5.7) durch das Einsetzen eines Korrekturfaktors  $\chi$  beschrieben werden. Der mechanische Zusammenhang lässt sich wie folgt angeben:

$$Q = \chi GA(w' + \psi) \quad (5.7)$$

Infolge einer Querkraft  $Q$  erfährt das Balkenelement eine Verzerrung  $w' + \psi$ . Die Schubsteifigkeit ist durch den Ausdruck  $\chi GA$  gekennzeichnet.

### 5.1.3 Schädigungsidentifizierung – Schädigungslokalisierung

#### 5.1.3.1 Schädigungsidentifizierung anhand von Neigungsänderungen der Biegelinie

Aus Gleichung (5.6) ergibt sich der mechanische Zusammenhang zur Berechnung des Neigungswinkels  $w'$ . Aufgrund einer lokalen Schädigung innerhalb einer Tragstruktur kommt es, wie nachfolgend in Abschnitt 5.1.3.2 detailliert erläutert, zu einer zusätzlichen Verdrehung an der Schadensstelle. Diese Diskontinuität beeinflusst den Verlauf der Neigungswinkel über die Bauwerkslänge. Der beschriebene Knick in der Biegelinie führt zu einer sprunghaften Veränderung des Neigungswinkels. Wird für einen 6 Meter langen Biegebalken auf zwei Stützen an der Stelle  $x = 1,6$  m eine lokale Schädigung modelliert, resultiert der in Abbildung 5.4 dargestellte sprunghafte Abfall des Neigungswinkels. Zum Vergleich ist in Abbildung 5.4 der Verlauf der Neigungswinkel für einen ungeschädigten Fall dargestellt.

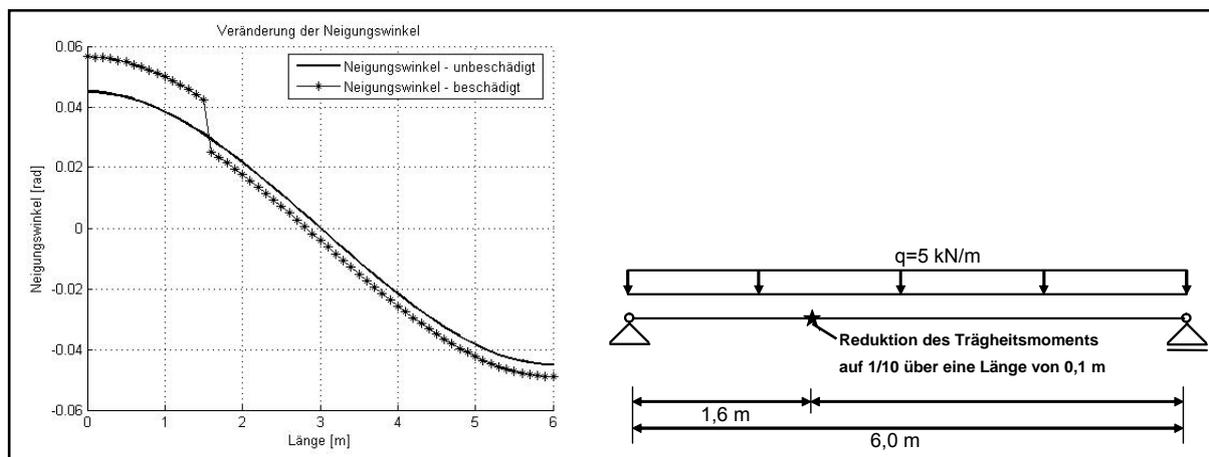


Abb. 5.4: Änderung der Neigungswinkel infolge einer lokalen Schädigung

### 5.1.3.2 Schädigungsidentifizierungen anhand von Verformungsänderungen

Die Biegelinie eines Einfeldbalkens mit konstanter Steifigkeit  $EI$  kann allgemein durch die Differenzialgleichung 4. Ordnung angegeben werden.

$$EI \cdot w^{IV} = q_0 \quad (5.8)$$

Durch eine vierfache Integration entsteht unter Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen die Gleichung der Biegelinie.

$$w(x) = \frac{q_0 \cdot l^4}{24 \cdot EI} \cdot \left[ \left( \frac{x}{l} \right)^4 - 2 \cdot \left( \frac{x}{l} \right)^3 + \left( \frac{x}{l} \right) \right] \quad (5.9)$$

Der qualitative Verlauf der Biegelinie eines beidseits gelenkig gelagerten Einfeldbalkens ist in Abbildung 5.5 dargestellt.

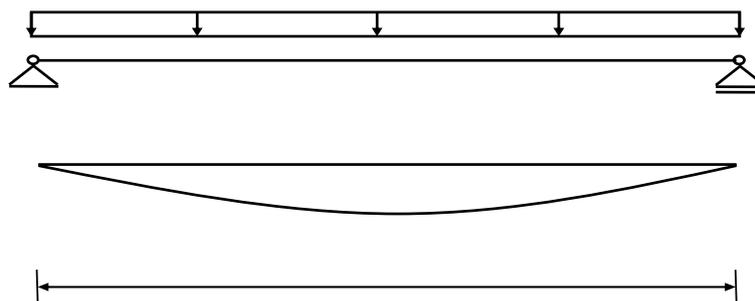


Abb. 5.5: Verlauf der Biegelinie für  $EI = \text{const.}$

Im Weiteren wird ein lokal beschädigter Einfeldbalken untersucht. Die sich infolge der Schädigung einstellende Verformungslinie setzt sich, wie in Abbildung 5.6 verdeutlicht, aus der oben beschriebenen Biegelinie des unbeschädigten Trägers und einer Zusatzverformung des Trägers zusammen. Im Bereich der Schädigung kommt es, bedingt durch die lokale Steifigkeitsreduktion zu einer zusätzlichen Verdrehung und dadurch zu Verformungen.

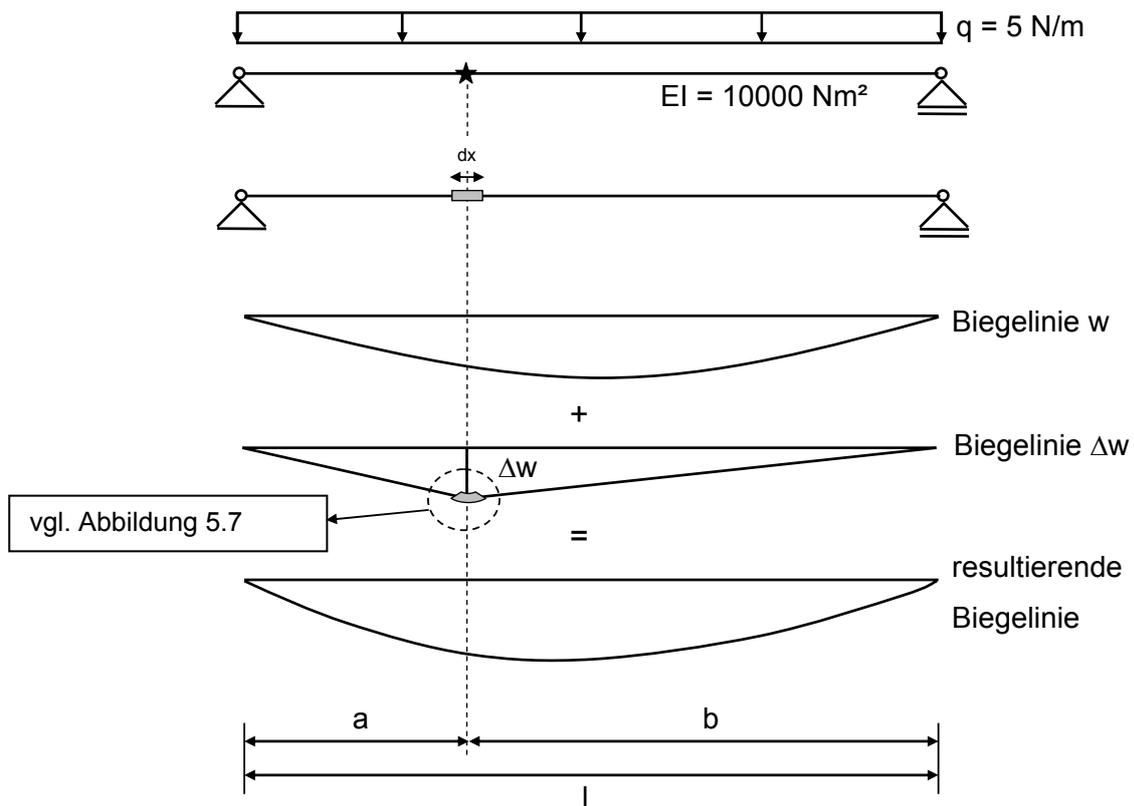


Abb. 5.6: Superpositionsprinzip zur Beschreibung der Biegelinie einer geschädigten Struktur

Zur Bestimmung der zusätzlichen Verformungen infolge einer lokalen Schädigung kann folgendermaßen vorgegangen werden: Beeinflusst der Schaden an der Struktur eine gewisse Länge  $dx$ , berechnet sich nach Abbildung 5.7 die zusätzliche Verdrehung  $d\psi$  an dieser Stelle:

$$d\psi(a) = \frac{M(a)}{EI^*} \cdot dx \quad (5.10)$$

wobei  $EI^*$  für die reduzierte Biegesteifigkeit infolge Schädigung steht.

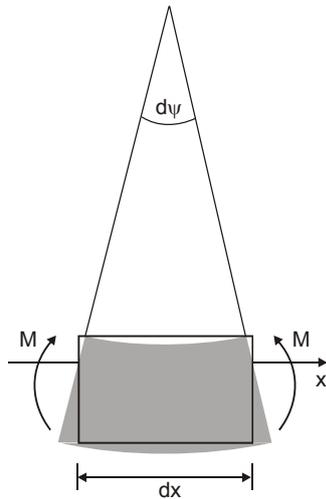


Abb. 5.7: Momenten – Krümmungsbeziehung



Abb. 5.8: Zur Berechnung der zusätzlichen Verformungen infolge lokaler Schädigung

Aus der Position  $a$  der Schädigung kann die zusätzliche Verformung  $\Delta w$  (nach Abbildung 5.8) berechnet werden.

$$a + b = l$$

$$\Delta w = \tan\left(\frac{b}{l} \cdot d\psi(a)\right) \cdot a \quad (5.11)$$

Die exakte Bestimmung der Schädigungslänge  $dx$  an einer realen Baustruktur wird allerdings in der Realität nicht möglich sein. Um dennoch eine Aussage über den Schädigungsgrad und die damit verbundenen Modifikationen innerhalb des Verformungszustands formulieren zu können, bietet sich ein zweites Schädigungsmodell an. Die Schädigungslänge wird dabei nicht berücksichtigt. Der theoretische Zusammenhang für das Gelenkmodell kann anhand der Differenzialgleichung der Biegelinie beschrieben werden.

$$w'' = -\frac{M}{EI} \quad (5.12)$$

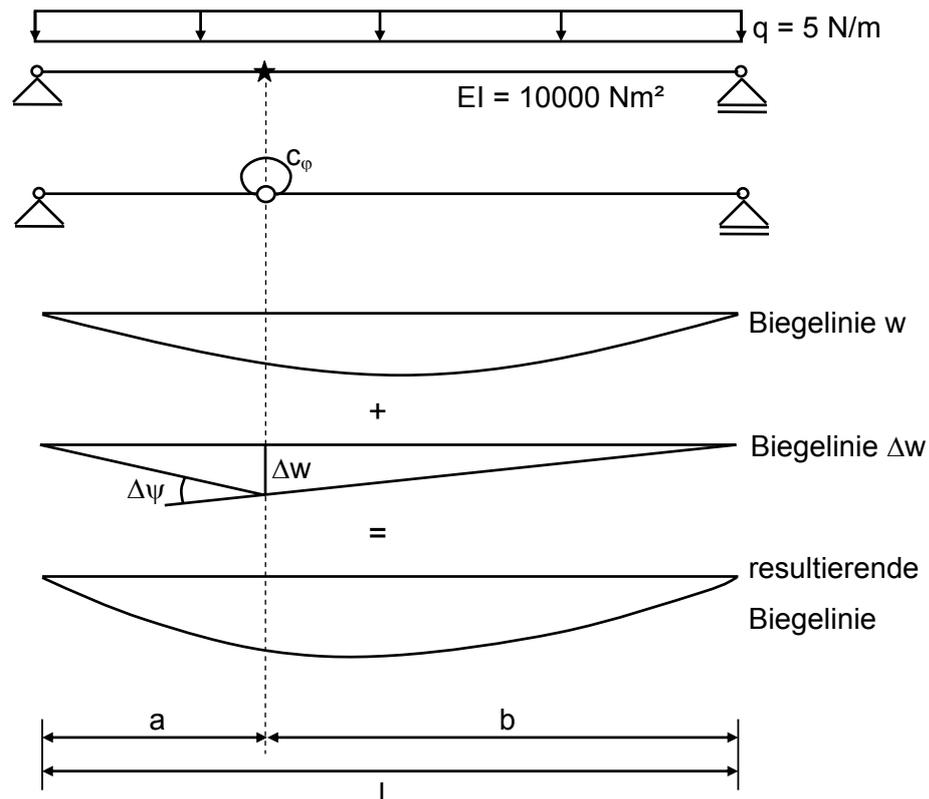


Abb. 5.9: Beschreibung einer lokalen Schädigung anhand einer Drehfeder

Für den Fall eines Biegebalkens auf zwei Stützen liegt ein parabolförmiger Verlauf des Biegemoments  $M$  vor. Aus Gleichung (5.13) resultiert ein proportionaler Verlauf von  $w''$  zum Biegemoment  $M$ .

Befindet sich innerhalb der Struktur eine Schädigung, kann diese Eigenschaft anhand der in Abbildung 5.9 dargestellten Drehfeder  $c_\varphi$  abgebildet werden. Die Steifigkeit dieser Drehfeder ist im unbeschädigten Zustand gleich der Biegesteifigkeit  $EI$ . Wird im Zuge einer verformungsbasierten Monitoringkampagne ein lokaler Verformungszuwachs  $\Delta w$  identifiziert, kann aus der Position der Schädigung und dem Wert  $\Delta w$  die lokale Steifigkeit  $EI^*$  an der beschädigten Stelle bestimmt werden. Die reduzierte Biegesteifigkeit  $EI^*$  gibt somit direkt ein Maß des Schädigungsumfangs an. Für das unbeschädigte Tragwerk ergibt sich die Drehfedersteifigkeit aus dem Verhältnis des Biegemoments zur Krümmung.

$$c_\varphi = \frac{M}{w''} = EI \quad (5.13)$$

Nach Eintritt einer Schädigung an der Stelle  $a$  reagiert die Struktur mit einer geringfügigen zusätzlichen Verdrehung  $\Delta\psi$  an dieser Stelle. Die Verdrehung  $\Delta\psi$  ist proportional zu der zusätzlichen vertikalen Verformung  $\Delta w$ .

$$\Delta\psi = \frac{\Delta w}{a} + \frac{\Delta w}{b} \quad \text{mit} \quad a + b = l \quad (5.14)$$

Die reduzierte Biegesteifigkeit  $EI^*$  an der beschädigten Stelle lässt sich demnach aus der gesamten Krümmung  $w'' + \Delta\psi$  berechnen.

$$c_\varphi^* = EI^* = \frac{M(a)}{w''(a) + \Delta\psi} \quad (5.15)$$

#### 5.1.4 Genauigkeitsbetrachtungen

Der Schädigungsumfang folgt aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeit im ungeschädigten und beschädigten Bereich. Aufgrund der Erkenntnisse aus Abschnitt 5.1.3 kann der Schädigungsgrad einer vorgegebenen Baustruktur anhand Gleichung (5.16) bestimmt werden.

$$\text{Schädigungsgrad [\%]} = 100 - \left( \frac{EI^*}{EI} * 100 \right) \quad (5.16)$$

Ein Schädigungsgrad von 0 % entspricht somit dem ungeschädigten Tragwerk. Tritt eine Schädigung am Brückenüberbau ein, ist mit einer lokalen Reduktion des Trägheitsmoments  $I$  zu rechnen. Das geminderte Flächenträgheitsmoment spiegelt sich in der reduzierten Biegesteifigkeit  $EI^*$  wider.

Für das in Abbildung 5.9 dargestellte Beispiel eines Biegestabes auf zwei Stützen, einer definierten Belastung, einer definierten Länge und einer konstanten Biegesteifigkeit  $EI$  ergibt sich ein direkter Bezug zwischen dem messbaren Schädigungsgrad an einer Struktur und der zur Verfügung stehenden Messgenauigkeit eines Messsystems. Dabei wird die Messgenauigkeit gleich dem Verformungszuwachs  $\Delta w$  an der Position der Schädigung gesetzt. Aus Gleichung (5.14) und (5.15) folgt:

$$EI^* = \frac{M(a)}{w''(a) + \Delta w \cdot \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right)} \quad (5.17)$$

bzw.

$$\Delta w = \frac{1}{\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b}\right)} \cdot \left(\frac{M(a)}{EI^*} - w''(a)\right) \quad (5.18)$$

Der identifizierbare Schädigungsgrad hängt folglich gemäß Abbildung 5.10 wesentlich von der verfügbaren Messgenauigkeit des Messsystems ab. Für eine Verformungsmessgenauigkeit von 1,0 mm resultiert für das Beispiel in Abbildung 5.10 ein messbarer Schädigungsgrad in Bauwerksmitte von ca. 22 %. Eine Messgenauigkeit von 0,1 mm steigert die Erkennbarkeit der verformungsbasierten Monitoringmethode für das in Abbildung 5.10 dargestellte Beispiel auf einen messbaren Schädigungsgrad von 2,8 %. Für den vorliegenden Fall kann mit einer Erhöhung der Messgenauigkeit um den Faktor 10 eine Leistungssteigerung um den Faktor 7,8 erreicht werden.

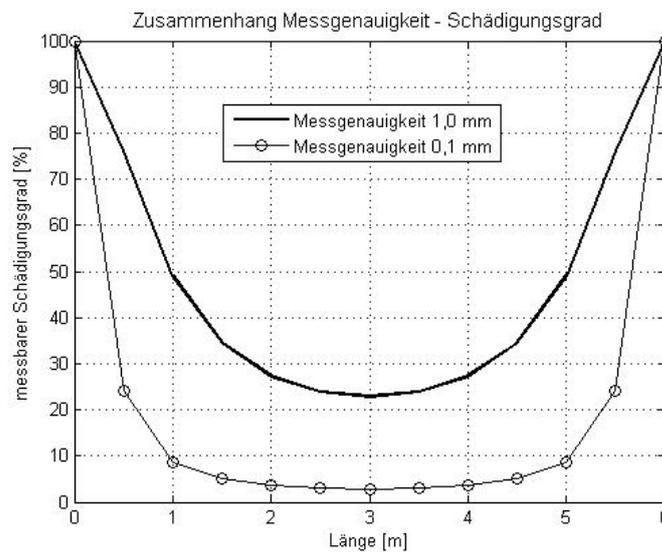


Abb. 5.10: Identifizierbarer Schädigungsgrad in Abhängigkeit der Messgenauigkeit

Der dargestellte Zusammenhang zwischen der Genauigkeit eines Messsystems und dem identifizierbaren Schädigungsgrad bietet die Möglichkeit, für eine vorgegebene Brücke die Leistungsfähigkeit der verformungsbasierten Monitoringmethode abzuschätzen.

## 5.2 Schwingungsbasiertes Monitoringkonzept

Das grundlegende Konzept der schwingungsbasierten Monitoringmethode ist durch die Kontrolle der bauwerkscharakteristischen Schwingungseigenschaften gekennzeichnet. Die Eigenfrequenzen, die Eigenformen und die Dämpfungscharakteristik sind durch die geometrische Form, die physikalischen Materialeigenschaften und die Auflagerungsbedingungen definiert. Treten im Laufe der Tragwerksnutzung Schädigungsmechanismen innerhalb der Baustruktur auf, führen diese zu einer Reduzierung der Bauwerkssteifigkeit und folglich zu einer Veränderung der modalen Kenngrößen. Unter der Annahme, dass keine weiteren Einflüsse auf die Schwingungscharakteristik eines Tragwerks existieren würden, könnte direkt aus einer identifizierten Veränderung der modalen Daten auf Schädigungsprozesse innerhalb der Baustruktur geschlossen werden.

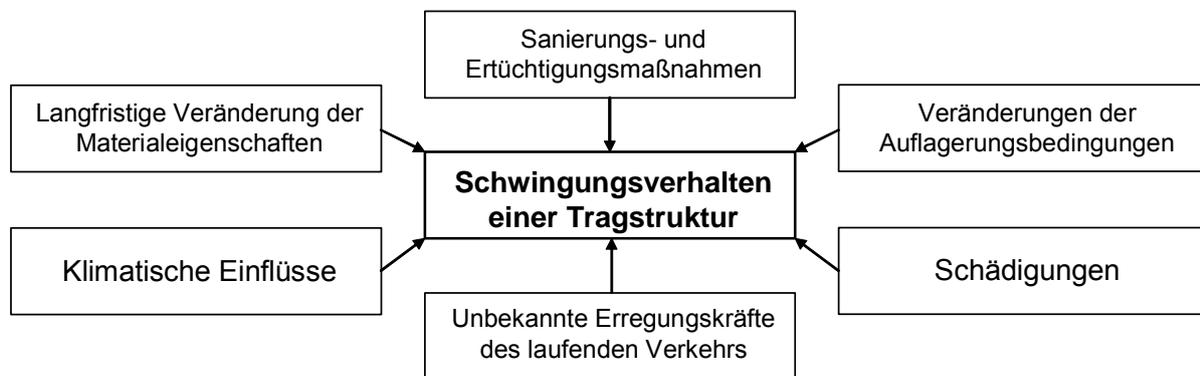


Abb. 5.11: Einflussquellen auf das dynamische Strukturverhalten

Abbildung 5.11 stellt dar, dass neben der physikalischen Beschreibung des Schwingungssystems weitere Einflussquellen auf die modalen Kennwerte einer Tragstruktur existieren. Diese Faktoren sind im Zuge der Zustandsüberwachung von Bauwerken gemäß [74], [71], [70], [69], [73] und [75] zu berücksichtigen. Die einzelnen Einflüsse stellen mit Ausnahme der Schädigungen natürliche bzw. vorhersehbare Systemveränderungen dar. Die natürlichen bzw. bewussten Veränderungen lassen sich im Rahmen einer kontinuierlichen Überwachung der modalen Parameter einer Tragstruktur quantifizieren. Folglich wird eine Schädigungsidentifizierung ermöglicht. In Bezug auf die in Abbildung 5.11 dargestellten Einflussquellen können langfristige Strukturmodifikationen bzw. Einflüsse aus baulichen Veränderungen mit untergeordneter Bedeutung betrachtet werden. Ebenfalls können Einflüsse aus der unbekanntem Systemerregung infolge des laufenden Verkehrs durch geeignete Auswertelgorithmen der Messdaten minimiert werden. Treten Veränderungen der charakteristischen Schwingungen infolge Sanierungsarbeiten bzw. Modifikationen der Auflagerungsbedingungen auf, so können diese Einflussquellen im Allgemeinen als vorhersehbar betrachtet werden. Als problematisch zeigt sich in dem Zusammenhang der schwingungsbasierten Zu-

standsüberwachung der Einfluss klimatisch bedingter Temperaturvariationen. Die verwendeten Materialien der Baustruktur und der Auflagerungen weisen infolge einer Temperaturschwankung eine Veränderlichkeit bezüglich ihrer physikalischen Eigenschaften auf. Darüber hinaus zeigen die Mechanismen des Verbunds zwischen den einzelnen Bauteilen unter Temperaturänderung einen Wandel bezüglich ihrer mechanischen Eigenschaften auf. Gelingt es im Rahmen einer schwingungsbasierten Monitoringmethode, die natürlichen Einflüsse auf das dynamische Verhalten zu beschreiben, ist die Voraussetzung einer Strukturzustandsüberwachung geschaffen.

### 5.2.1 Dynamik der Baustruktur

In den nachfolgenden Kapiteln wird anhand des theoretischen Zusammenhangs der Dynamik einer Baustruktur auf die unterschiedlichen Mechanismen der Identifizierung der modalen Kenngrößen aus den Schwingungsmessdaten eingegangen. Bei der gewöhnlichen Modalanalyse müssen die erregenden Kräfte und auch die Strukturantwort bekannt sein. Neben dem Standardverfahren wird eine für das schwingungsbasierte Monitoring besonders interessante Methode unter unbekannter ambienter Systemerregung dargestellt.

#### 5.2.1.1 Einmassenschwinger

Die Beschreibung der theoretischen, physikalischen Eigenschaften einer schwingenden Baustruktur soll zu Beginn anhand eines vereinfachten Systems, eines so genannten Einmassenschwingers, dargestellt werden. Das grundlegende Verständnis der mathematischen Zusammenhänge eines Einmassenschwingers ist von Bedeutung, da jede komplexere Struktur in Form eines Mehrmassenschwingers als eine Überlagerung einer bestimmten Anzahl von Einmassenschwingersystemen zu behandeln ist. Grundsätzlich lassen sich drei unterschiedliche Systemmodelle beschreiben:

- ungedämpft,
- viskos gedämpft,
- hysteretisch gedämpft.

Das Schwingungsmodell eines Einmassenschwingersystems kann der Abbildung 5.12 entnommen werden. Es ist die einwirkende zeitabhängige äußere Kraft  $f(t)$  und der zugehörige zeitabhängige Verformungsweg  $x(t)$  dargestellt. Die physikalischen Systemeigenschaften werden durch die Systemmasse  $m$ , die Systemsteifigkeit  $k$  und für ein gedämpftes System die Strukturdämpfung  $c$  (im Falle eines viskos gedämpften Systems) oder  $h$  (im Falle eines hysteretisch gedämpften Systems) beschrieben. Die Systemsteifigkeit  $k$  wird durch den Wi-

derstand  $R$  bestimmt, dessen Größe aus der jeweiligen Verformung  $x(t)$  resultiert. Grundsätzlich kann der Bauwerkswiderstand gemäß Abbildung 5.13 als Funktion der Bauwerksverformung  $R(x)$  definiert werden. Es kann zwischen linearen und nicht-linearen Bauwerkswiderständen unterschieden werden.

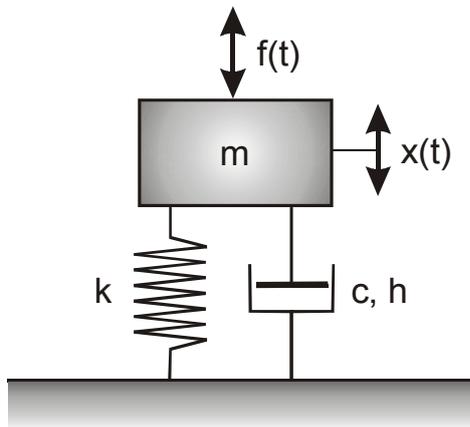


Abb. 5.12: SDOF System (Einmassenschwinger)

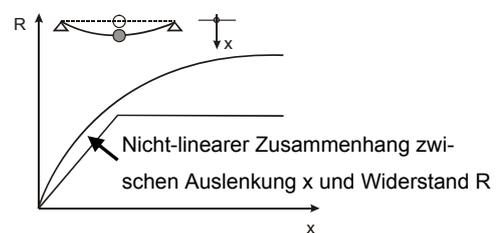
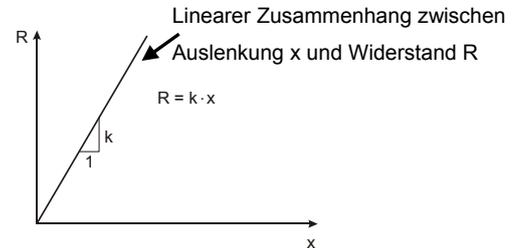


Abb. 5.13: Linearer – nicht-linearer Bauwerkswiderstand

### 5.2.1.2 Ungedämpftes Einmassenschwingungssystem nach [87] und [8]

Bei der Betrachtung des modalen Schwingungsmodells werden lediglich die natürlichen Schwingungen berücksichtigt. Somit kann die Grundgleichung des ungedämpften Einmassenschwingersystems mit  $f(t) = 0$  folgendermaßen definiert werden:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (5.17)$$

Die Lösung  $x(t) = xe^{i\omega t}$  führt dazu, dass die Bedingung  $(k - \omega^2 m) = 0$  erfüllt sein muss. Daraus folgt, dass das modale Schwingungsmodell aus einer einzigen Lösung, der Eigenfrequenz  $\omega_0$ , besteht. Sie ergibt sich zu:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}. \quad (5.18)$$

Dieses Ergebnis kann auch aus dem Energiesatz abgeleitet werden. Für den freien Einmassenschwinger gilt: Die potenzielle Energie ist gleich der kinetischen Energie.

Potenzielle Energie: 
$$E_p = \frac{1}{2} k x^2 = \frac{1}{2} k C^2 \sin^2(\omega t + \alpha) \quad (5.19)$$

Kinetische Energie: 
$$E_k = \frac{1}{2} M \dot{x}^2 = \frac{1}{2} M (C\omega)^2 \cos^2(\omega t + \alpha) \quad (5.20)$$

Somit gilt folgende Beziehung:

$$\frac{1}{2} C^2 [m \omega^2 \cos^2(\omega t + \alpha) + k \sin^2(\omega t + \alpha)] = konst. = E \quad (5.21)$$

Für  $(\omega t + \alpha) = n \cdot \frac{\pi}{2}$  mit  $(n = 1, 2, 3, \dots)$  kann daraus abgeleitet werden, dass einerseits der

Bezug  $\frac{1}{2} m \omega^2 = \frac{E}{C^2}$  und andererseits (analog)  $\frac{1}{2} k = \frac{E}{C^2}$  gilt. Somit zeigt sich, dass für den

Fall des freien Einmassenschwingers gilt:

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (5.22)$$

Folgende Faustformel aus [87] zur Bestimmung der Grundfrequenz lässt sich herleiten. Die statische Auslenkung des Systems unter der Eigenmasse  $M_g$  ist mit  $x_{st} = \frac{m \cdot g}{k}$  definiert.

Aus der Beziehung  $\omega^2 = \frac{k}{m} = \frac{g}{x_{st}}$  und  $\omega T = 2\pi$  kann der Zusammenhang hergestellt werden:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{x_{st}}} \approx \frac{5}{\sqrt{x_{st}}} \quad (x_{st} \text{ in [cm] und } f \text{ [Hz]}) \quad (5.23)$$

Diese Faustformel gilt ausschließlich für vertikale Schwingungen und kann vereinfachend auch für Balken- und Plattenmodelle angewendet werden.

Im Rahmen einer Schwingungsanalyse wird die anregende Kraft  $f(t) = f e^{i\omega t}$  betrachtet. Die daraus folgende Systemverschiebung resultiert zu  $x(t) = x e^{i\omega t}$ . Die Bewegungsgleichung ergibt sich zu:

$$(k - \omega^2 m) x e^{i\omega t} = f e^{i\omega t} \quad (5.24)$$

Aus dieser Gleichung kann die Übertragungsfunktion des ungedämpften Einmassenschwingers abgeleitet werden:

$$\frac{x}{f} = \frac{1}{k - \omega^2 m} \quad (5.25)$$

Die in diesem Abschnitt dargestellten Beziehungen gelten allerdings nur, wenn keine Energieverluste innerhalb des Systems auftreten. In der Realität tritt dieser Fall allerdings nicht auf. Über die Definition eines Dämpfungsmaßes wird im folgenden Kapitel in die Bewegungsgleichung des Einmassenschwingers ein Wert eingebracht, der Energie dissipiert.

### 5.2.1.3 Das viskos gedämpfte Einmassensystem nach [87] und [8]

Bei der Betrachtung eines gedämpften Einmassenschwingers ist die Information über die Systemdämpfung  $c$  in die Bewegungsgleichung zu integrieren.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (5.26)$$

Die Lösung für die Systemverformung muss in diesem Fall allgemeiner geschrieben werden:

$$x(t) = xe^{st} ; \quad (\text{mit } s \text{ als komplexe Zahl}) \quad (5.27)$$

Daraus kann abgeleitet werden:

$$(ms^2 + cs + k) = 0 \quad \text{mit folgender Lösung:} \quad (5.28)$$

$$s_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \frac{\sqrt{c^2 - 4km}}{2m} = -\omega_0 \zeta \pm i\omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (5.29)$$

$$\text{mit } \omega_0^2 = \left(\frac{k}{m}\right) \quad \text{und} \quad \zeta = \frac{c}{c_0} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (5.30)$$

Daraus kann folgende modale Lösung abgeleitet werden:

$$x(t) = xe^{-\omega_0 \zeta t} e^{i(\omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2})t} = xe^{-at} e^{i\omega'_0 t} \quad (5.31)$$

Es handelt sich um eine einfache Schwingungsform mit einer komplexen Eigenform, die zwei

Anteile hat: - imaginärer Teil oder Schwingungsanteil; eine Frequenz  $\omega'_0 = (\omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2})$

- realer Teil oder abklingenden Anteil; ein Dämpfungsmaß  $a = \zeta\omega_0$

Die physikalische Bedeutung dieser beiden Anteile ist Abbildung 5.14 zu entnehmen.

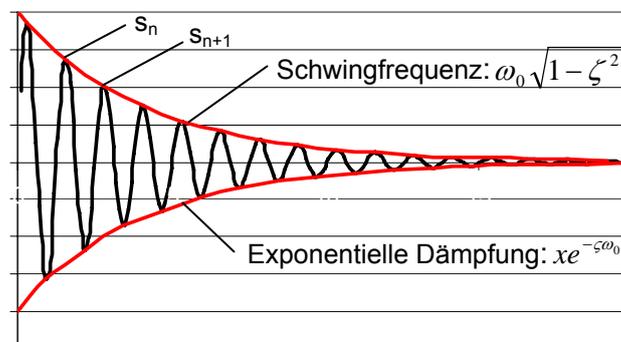


Abb. 5.14: Beschreibung der freien gedämpften Schwingung

Das Maß der Dämpfung kann anhand der in Abbildung 5.14 dargestellten abklingenden Schwingungskurve wie folgt bestimmt werden. Das Dämpfungsverhalten wird gewöhnlich als

logarithmisches Dämpfungsdekrement  $\Lambda$  bzw. als Lehr'sches Dämpfungsmaß  $D$  angegeben. Die beiden Parameter sind folgendermaßen definiert:

$$\Lambda = \ln \frac{s_n}{s_{n+1}} \quad (s_n \text{ und } s_{n+1} \text{ sind zwei aufeinander folgende Schwingungsamplituden}) \quad (5.32)$$

$$D = \frac{\Lambda}{2\pi} \quad (5.33)$$

Unter der Voraussetzung, dass  $f(t) = fe^{i\omega t}$  und  $x(t) = xe^{i\omega t}$  ist, lässt sich die Bewegungsgleichung bei vorhandener Erregerkraft wie folgt angeben:

$$-(\omega^2 m + i\omega c + k)xe^{i\omega t} = fe^{i\omega t} \quad (5.34)$$

Die Gleichung für die Übertragungsfunktion ergibt sich zu:

$$\frac{x}{f} = \frac{1}{(k - \omega^2 m) + i(\omega c)} \quad (5.35)$$

Nähere Untersuchungen von Baustrukturen haben gezeigt, dass das Modell einer viskosen Dämpfung für reale Bauwerke nicht sehr repräsentativ ist. Vor allem, wenn es sich um Mehrmassenschwingungssysteme handelt, hat sich herausgestellt, dass für das Dämpfungsmaß eine Frequenzabhängigkeit besteht. In dem Modell der viskosen Dämpfung lässt sich dieses Verhalten allerdings nicht abbilden. Es wird eine Dämpfung benötigt, dessen Eigenschaften sich invers zu den Frequenzen verhalten.

Ein alternatives Schwingungsmodell mit einer hysteretischen Dämpfung führt neben den oben beschriebenen Problemen zu einer vereinfachten Betrachtung von Mehrmassenschwingungssystemen. Im Fall einer vorliegenden Erregerkraft ergibt sich die Bewegungsgleichung folgendermaßen modifiziert:

$$(-\omega^2 m + k + ih)xe^{i\omega t} = fe^{i\omega t} \quad (5.36)$$

Die Gleichung für die Übertragungsfunktion setzt sich wie folgt zusammen:

$$\frac{x}{f} = \frac{1/k}{(1 - (\omega/\omega_0)^2 + i\eta)} \quad (5.37)$$

mit  $\eta = \frac{\Omega}{\omega}$  und  $\Omega =$  Erregerkreisfrequenz

## 5.2.1.4 Das Mehrmassensystem nach [87] und [8]

Der Unterschied zu einem Einmassenschwinger ist darin gegeben, dass innerhalb des Systems mehrere Massen unterschiedlich in Bewegung sind. Bei der Betrachtung eines Zweimassenschwingers ergibt sich nachfolgender theoretischer Zusammenhang. Für das in Abbildung 5.15 dargestellte Schwingungsmodell kann für die Masse  $m_2$  die Gleichgewichtsbedingung innerhalb des zweiten Stockwerks angegeben werden:

$$M_2 \ddot{x}_2 + k_2(x_2 - x_1) = F(t) \quad (5.38)$$

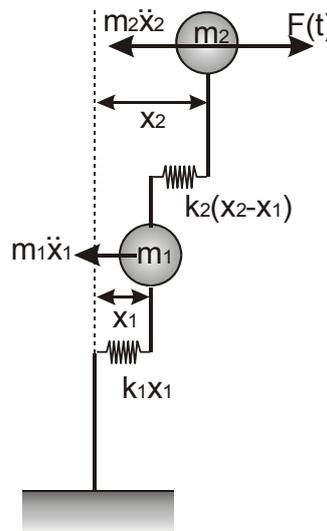


Abb. 5.15: Zweimassenschwingungssystem

Für die Masse  $m_1$  lässt sich analog folgende Gleichgewichtsbedingung beschreiben:

$$M_1 \ddot{x}_1 - k_2(x_2 - x_1) + k_1 x_1 = 0 \quad (5.39)$$

Diese beiden Gleichgewichtsbeziehungen ergeben das Gleichungssystem in Tabelle 5.1:

Tab. 5.1: Lineares Gleichungssystem des Zweimassenschwingungssystems

$\ddot{x}_1$	$\ddot{x}_2$	$x_1$	$x_2$	
$M_1$	0	$(k_1 + k_2)$	$-k_2$	0
0	$M_2$	$-k_2$	$k_2$	$F(t)$

Allgemein gilt für Schwingungssysteme mit  $n$  Massen:

$$[M] \ddot{\vec{x}} + [K] \vec{x} = \vec{F}(t) \quad (5.40)$$

Analog kann für das gedämpfte Mehrmassenschwingungssystem das Gleichgewicht folgendermaßen angegeben werden.

$$[M]\ddot{\vec{x}} + [C]\dot{\vec{x}} + [K]\vec{x} = \vec{F}(t) \quad (5.41)$$

## 5.2.2 Experimentelle Modalanalyse

### 5.2.2.1 Modalanalyse auf der Basis der Übertragungsfunktion gemäß [40] und [13]

Unter dem Begriff „Modalanalyse“ wird im Allgemeinen die experimentelle Ermittlung der charakteristischen Systemparameter eines schwingungsfähigen Systems wie die Eigenfrequenzen, die Eigenschwingungsformen und die Dämpfungsparameter verstanden. Die Kenntnis der modalen Parameter gestattet die Beschreibung des dynamischen Systemverhaltens. Darüber hinaus stellt die Kenntnis modaler Parameter und des Frequenzgangs eine wichtige Grundlage für weitere numerische Betrachtungen dar. Die Ergebnisse einer experimentellen Modalanalyse geben wichtige Informationen für anschließende numerische Simulationsrechnungen. Ein Referenzmodell, das den experimentellen Ergebnissen angepasst wird, ermöglicht die Simulation von Systemveränderungen und deren Auswirkungen auf die modalen Parameter. Wie in den Kapiteln 5.2.1.1 und 5.2.1.4 erläutert, wird als wichtigster Zusammenhang zwischen den einwirkenden Kräften und der Systemantwort die Übertragungsfunktion beschrieben. Sie beschreibt das Verhältnis zwischen der Systemantwort und der äußeren erregenden Kraft und gibt Auskunft über die modalen Systembeschaffenheiten. Die Grundlage dieser mathematischen Beziehung bildet das auf  $n$  Freiheitsgrade diskretisierte Differenzialgleichungssystem:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t) \quad (5.42)$$

Unter  $M$  wird die Massenmatrix, unter  $C$  die Dämpfungsmatrix und unter  $K$  die Steifigkeitsmatrix verstanden. Es wird darüber hinaus eine so genannte Rayleigh-Dämpfung, wie sie im Falle von schwach gedämpften Strukturen vorliegt, angenommen. Unter  $F$  wird die äußere anregende Kraft verstanden und  $x$  ist der Verschiebungsvektor:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = 0 \quad (5.43)$$

Die Lösung des homogenen Gleichungssystems erfolgt mittels Einsetzen des Ansatzes:

$$x(t) = \psi \cdot e^{\lambda t} \quad (5.44)$$

Es entsteht dadurch folgendes Eigenwertproblem:

$$[M\lambda^2 + C\lambda + K] \cdot \psi = 0 \quad (5.45)$$

Eine nicht-triviale Lösung des Eigenwertproblems kann nur für folgende Bedingung erhalten werden:

$$\det[M\lambda^2 + C\lambda + K] = 0 \quad (5.46)$$

Aus dieser Bedingung wird die charakteristische Gleichung des Systems erhalten, wobei  $2n$  konjugiert komplexe Eigenwerte  $\lambda_k$  resultieren:

$$\lambda_k = \delta_k \pm i\omega_k \quad (5.47)$$

Unter  $\omega_k$  wird die Eigenkreisfrequenz und unter  $\delta_k$  wird die Abklingkonstante des Systems verstanden. Durch Einsetzen der Eigenwerte  $\lambda_k$  in Gleichung (5.45) werden die Eigenvektoren des Schwingungssystems erhalten. Die Eigenvektoren sind stets reell und erfüllen die Eigenschaft der Massen- und Steifigkeitsproportionalität.

$$\psi_j^T M \psi_k = \begin{cases} 0 & j \neq k \\ m_j & j = k \end{cases} \quad \text{bzw.} \quad \psi_j^T K \psi_k = \begin{cases} 0 & j \neq k \\ k_j & j = k \end{cases} \quad (5.48)$$

Hierin sind  $m_j$  die generalisierte Masse und  $k_j$  die generalisierte Steifigkeit.

Es wird folgende Transformation auf modale Koordinaten anhand des Ansatzes

$$x(t) = \Psi q(t) \quad (5.49)$$

durchgeführt, wobei  $\Psi$  die Modalmatrix ist, die mit den einzelnen Eigenvektoren  $\psi_k$  besetzt ist. Wird dieser Ansatz in Gleichung (5.50) angewendet mit gleichzeitiger Linksmultiplikation der transponierten Modalmatrix, so ergibt sich:

$$\Psi^T M \Psi \ddot{q} + \Psi^T C \Psi \dot{q} + \Psi^T K \Psi q = \Psi^T P \quad (5.50)$$

bzw.

$$M_{gen} \ddot{q} + C_{gen} \dot{q} + K_{gen} q = P_{gen} \quad (5.51)$$

Unter  $M_{gen}$  wird die generalisierte Massenmatrix, unter  $C_{gen}$  die generalisierte Dämpfungsmatrix, unter  $K_{gen}$  die generalisierte Steifigkeitsmatrix und unter  $P_{gen}$  die generalisierten Erregerkräfte verstanden. In den generalisierten Systemmatrizen sind aufgrund der Orthogonalitätsbedingungen lediglich die Hauptdiagonalen besetzt, sodass sich das Differenzialgleichungssystem entkoppelt und in  $k$  voneinander unabhängige Differenzialgleichungen für den Einmassenschwinger überführt wird, die jede für sich gelöst werden kann:

$$m_k \ddot{q} + c_k \dot{q} + k_k q = p_k \quad (5.52)$$

Wird die Fourier-Transformation auf das Differenzialgleichungssystem angewendet, gelingt es, das System aus dem Zeitbereich in den Frequenzbereich zu überführen:

$$(-\Omega^2 M + i\Omega C + K)X(i\Omega) = P(i\Omega) \quad (5.53)$$

mit  $(i\Omega)$  als die symmetrische Systemübertragungsmatrix.

Das Differenzialgleichungssystem wandelt sich in ein lineares Gleichungssystem. Wird obige Gleichung nach  $X(i\Omega)$  aufgelöst, so resultiert:

$$X(i\Omega) = (-\Omega^2 M + i\Omega C + K)^{-1} P(i\Omega) \quad (5.54)$$

bzw.

$$X(i\Omega) = H(i\Omega)P(i\Omega) \quad (5.55)$$

Wird analog die Fourier-Transformation auf Gleichung (5.53) angewendet, führt dies zu:

$$(-\Omega^2 M_{gen} + i\Omega C_{gen} + K_{gen})Q(i\Omega) = \Psi^T P(i\Omega) \quad (5.56)$$

Wird die Gleichung nun nach  $Q(i\Omega)$  aufgelöst und der Ansatz nach Eigenformen eingesetzt, ergibt sich:

$$X(i\Omega) = \Psi(-\Omega^2 M_{gen} + i\Omega^2 C_{gen} + K_{gen})^{-1} \Psi^T P(i\Omega) \quad (5.57)$$

Wird das Schwingungssystem an einer Stelle  $j$  erregt, resultiert daraus die Systemantwort  $X(i\Omega)$ , die sich beispielsweise für den Punkt  $q$  angeben lässt:

$$X_q(i\Omega) = \sum_{k=1}^n \frac{\psi_{qk}\psi_{jk}}{-\Omega^2 m_k + k_k + i\Omega r_k} P_j(i\Omega) \quad (5.58)$$

Unter  $\psi_{qk}$  wird die Komponente des  $k$ -ten Eigenvektors an der Stelle  $q$  und analog wird unter  $\psi_{jk}$  die Komponente des  $k$ -ten Eigenvektors an der Stelle  $j$  verstanden. Für die Komponente der Übertragungsmatrix der  $j$ -ten Spalte und der  $q$ -ten Zeile gilt:

$$H_{qj}(i\Omega) = \frac{X_q(i\Omega)}{P_j(i\Omega)} = \sum_{k=1}^n \frac{\psi_{qk}\psi_{jk}}{-\Omega^2 m_k + k_k + i\Omega r_k} \quad (5.59)$$

Werden die Eigenkreisfrequenzen des ungedämpften Systems:

$$\omega_{0k} = \sqrt{\frac{k_k}{m_k}} \quad (5.60)$$

die Abklingkonstanten des Systems:

$$\delta_k = \frac{r_k}{2m_k} \quad (5.61)$$

sowie die massennormierten Eigenvektoren des Systems:

$$\phi_{qk} = \frac{1}{\sqrt{m_k}} \psi_{qk} \text{ bzw. } \phi_{jk} = \frac{1}{\sqrt{m_k}} \psi_{jk} \quad (5.62)$$

eingeführt, so folgt:

$$H_{qj}(i\Omega) = \frac{\phi_{qk}\phi_{jk}}{\omega_{0k}^2 - \Omega^2 + i2\delta_k\Omega} \quad (5.63)$$

Aus den Komponenten der Übertragungsmatrix können folglich alle modalen Parameter des Systems bestimmt werden. Es ist ausreichend, eine Zeile oder eine Spalte der Übertragungsmatrix zu bestimmen, da sämtliche Informationen bereits enthalten sind.

### 5.2.2.2 Modalanalyse auf der Basis des Frequenzbereichsverfahrens aus [6]

Neben der experimentellen Modalanalyse unter Berücksichtigung der einwirkenden Kräfte und der Systemantwort existieren Verfahren zur Identifizierung der modalen Parameter aus Schwingungsmessdaten der reinen Bauwerksreaktionen. Schwingungsvorgänge von Baustrukturen unter ambienter Anregung können mittels Verformungsmessungen  $x(t)$ , Geschwindigkeitsmessungen  $\dot{x}(t)$  oder Beschleunigungsmessungen  $\ddot{x}(t)$  an diskreten Punkten der Baustruktur erfasst werden. Messungen unter ambienter Anregung nutzen die Einflüsse z.B. aus Wind und/oder Lärm gemäß den Erkenntnissen aus [24] oder der Erschütterung der Umgebung zur Schwingungserfassung. Die Verformung  $x_i(t)$  an der Position  $i$  eines Mehrfreiheitsgradsystems infolge einer willkürlichen Erregung kann im Zeitbereich als lineare Kombination der Eigenschwingungsform und der modalen Systemantwort geschrieben werden:

$$x_i(t) = \phi_{i,1}y_1(t) + \phi_{i,2}y_2(t) + \dots + \phi_{i,n}y_n(t) \quad (5.64)$$

Hierbei steht  $x_i(t)$  für die Verschiebung des Systems an der Stelle  $i$  als Funktion der Zeit,  $\phi_{i,j}$  ist die  $i$ -te Komponente der  $j$ -ten Eigenschwingungsform und  $y_j(t)$  ist der zeitliche Verlauf der  $j$ -ten modalen Systemantwort.

Dieser Ausdruck im Zeitbereich kann durch Anwendung der Fourier-Transformation in den Frequenzbereich überführt werden. Wird Gleichung (5.64) transformiert, resultiert folgender Term:

$$X_i(\omega) = \phi_{i,1}Y_1(\omega) + \phi_{i,2}Y_2(\omega) + \dots + \phi_{i,n}Y_n(\omega) \quad (5.65)$$

Hierbei steht  $X_i(\omega)$  für die Fouriertransformierte von  $x_i(t)$  und  $Y_j(\omega)$  ist die zur  $j$ -ten Eigenschwingungsform korrespondierende Fouriertransformierte der modalen Systemantwort.  $Y_j(\omega)$  kann auch als Produkt der Funktion der erregenden Kräfte und der systemeigenen Übertragungsfunktion geschrieben werden:

$$Y_j(\omega) = H_j(\omega) \cdot F_j(\omega) = \frac{1}{(-\omega^2 m_j + i\omega c_j + k_j)} F_j(\omega) \quad (5.66)$$

wobei  $m_j$  die modale Masse,  $c_j$  die modale Dämpfung und  $k_j$  die modale Steifigkeit ist.

Für den Fall, dass  $F_j(\omega)$  eine einheitliche Charakteristik in dem Frequenzbereich von Interesse aufweist, kann  $F_j(\omega)$  durch eine Konstante ersetzt werden. Die Gleichung der Systemantwort der individuellen Eigenfrequenzen  $Y_j(\omega)$  vereinfacht sich zu:

$$Y_j(\omega) = \frac{1}{-\omega^2 m_j + i\omega c_j + k_j} F_j \quad (5.67)$$

Die angegebene Systemantwort fällt nahe der ungedämpften Eigenfrequenz am stärksten

aus. Mit  $\omega_{nj} = \sqrt{\frac{k_j}{m_j}}$  kann Gleichung (5.67) vereinfacht werden:

$$Y_j(\omega) = \frac{F_j}{(i\omega_{nj}c_j)} \quad (5.68)$$

Gleichung (5.68) ist für schwach gedämpfte Systeme, die im Bereich ihrer Eigenfrequenzen ein ausgeprägtes Resonanzverhalten aufzeigen, bedingt richtig. Die gemessenen Verformungszeitschriebe zeigen somit infolge einer breitbandigen Anregung durch weißes Rauschen einzelne Spitzenwerte im Frequenzbereich an, die mit den Eigenfrequenzen des Systems korrespondieren.

In der Realität werden aufgrund der geringen Systemauslenkungen meist seismische Beschleunigungsaufnehmer zur Messung des ambienten Schwingungsverhaltens von Baustrukturen eingesetzt. Die Fourier-Transformation der gemessenen Beschleunigungszeitschriebe ergibt sich wie folgt:

$$\ddot{X}_j(\omega) = \omega^2 [\phi_{i,1}Y_1(\omega) + \phi_{i,2}Y_2(\omega) + \dots + \phi_{i,n}Y_n(\omega)] \quad (5.69)$$

Die Systemantwort an der Stelle j zu der Eigenfrequenz  $\omega_k$  resultiert zu:

$$\ddot{X}_j(\omega_k) = \omega_k^2 [\phi_{i,1}Y_1(\omega_k) + \phi_{i,2}Y_2(\omega_k) + \dots + \phi_{i,n}Y_n(\omega_k)] \quad (5.70)$$

Aufgrund der Tatsache, dass  $\omega_k$  zu der Eigenfrequenz der Eigenschwingungsform k korrespondiert, dominiert der Term  $Y_k(\omega_k)$  gegenüber den restlichen Termen. Folgende Approximation ergibt sich:

$$\ddot{X}_j(\omega_k) \cong \omega_k^2 \phi_{j,k} Y_k(\omega_k) \quad (5.71)$$

Zur Identifizierung der einzelnen Spitzenwerte im Frequenzbereich wird das Leistungsdichtespektrum verwendet. Die Leistungsdichte eines Beschleunigungssignals ist folgendermaßen definiert:

$$PSD(f) = \frac{2}{N\Delta t} X(f) \cdot X^*(f) \quad (5.72)$$

wobei N die Anzahl der Datenwerte,  $\Delta t$  das gemessene Zeitintervall,  $X(f)$  die Fouriertransformierte von  $x(t)$  und  $X^*(f)$  die komplex konjugierte von  $X(f)$  ist.

Bei der Verwendung des Leistungsdichtespektrums zur Identifizierung der modalen Kenngrößen eines Schwingungssystems aus den gemessenen ambienten Messschrieben wird folgendermaßen vorgegangen. Die Beziehung zwischen der unbekanntem erregenden Kraft  $u(t)$  und der gemessenen Systemantwort  $p(t)$  führt nach [80] und [18], im Falle von stationär stochastischen Prozessen, zu folgender Form:

$$S_{uu}(j\omega) = \overline{F}(j\omega) S_{pp}(j\omega) F^T(j\omega) \quad (5.73)$$

Wobei unter  $S_{pp}(j\omega)$  die  $r \times r$  Leistungsdichtematrix des Erregersignals, mit  $r$  der Anzahl der erregenden Kräfte, verstanden wird.  $S_{uu}(j\omega)$  steht somit für die  $m \times m$  Leistungsdichtematrix der gemessenen Systemantworten, mit  $m$  der Anzahl der gemessenen Antwortkanäle.  $F(j\omega)$  bezeichnet die  $m \times r$  Übertragungsfunktionsmatrix, wobei das „—“ und „T“ jeweils für die komplex Konjugierte bzw. Transponierte steht.

Im Weiteren kann die Übertragungsfunktion für schwach gedämpfte Systeme mittels der Partialbruchzerlegung nach [16], [17] und [80] in folgende Form gebracht werden:

$$F(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad (5.74)$$

wobei  $n$  die Anzahl der Moden,  $\lambda_k$  der Pol und  $R_k$  das Residuum ist.

$$R_k = \phi_k \gamma_k^T \quad (5.75)$$

$\phi_k, \gamma_k$  steht für den Eigenformvektor bzw. den modalen Partizipierungsvektor.

Vorausgesetzt, bei dem erregenden Signal handelt es sich um weißes Rauschen, d.h. die Leistungsspektrummatrix ist nach [18] eine konstante Matrix  $S_{pp}(\omega) = C$ , lässt sich Gleichung (5.73) in Verbindung mit Gleichung (5.74) auch in folgender Form schreiben:

$$S_{uu}(j\omega) \sum_{k=1}^n \left[ \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \right] C \left[ \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \right]^H \quad (5.76)$$

wobei der Index H die komplex Konjugierte und Transponierte bezeichnet.

Im Fall einer geringen Systemdämpfung wird für die  $k$ -te Eigenfrequenz das zugehörige  $k$ -te Element der Gleichung (5.76) dominieren. Das Residuum  $R_k$  wird in diesem Fall proportional zu dem Eigenformvektor.

Im Frequenzbereichverfahren ist der erste Arbeitsschritt durch die Bestimmung der Leistungsdichtespektrummatrix geprägt. Die Abschätzung der Antwortleistungsdichtespektrummatrix, die zu diskreten Frequenzen bekannt ist, wird anschließend in Einzelwerte zerlegt:

$$S_{uu}(j\omega) = U_i S_i U_i^H \quad (5.77)$$

wobei die Matrix  $U_i = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im}]$  eine unitäre Matrix ist, welche die einzelnen Vektoren  $u_{ij}$  enthält.  $S_i$  ist eine Diagonalmatrix, die mit den skalaren einzelnen Werten  $s_{ij}$  besetzt ist.

Nahe einem Spitzenwert, der zu der  $k$ -ten Mode korrespondiert, wird diese Mode bzw. eine dicht anliegende Mode dominieren. Im dem Fall, dass nur die  $k$ -te Mode in diesem Bereich dominiert, resultiert nur ein Term aus Gleichung (5.76). In diesem Fall ist der erste singuläre Vektor eine Näherung des Eigenformvektors.

$$\hat{\phi} = u_{ij} \quad (5.78)$$

Der korrespondierende Einzelwert ist die Leistungsdichtespektrumfunktion des korrespondierenden Einmassenschwingersystems. Diese Leistungsdichtespektrumfunktion wird um den Spitzenwert identifiziert, indem die genäherte Eigenform mit dem einzelnen Vektor verglichen wird. Wenn ein einzelner Vektor gefunden wird, der einen MAC-Wert (Modal Assurance Criterion) mit dem Eigenformvektor nahe 1,0 aufzeigt, korrespondiert der Einzelwert zu der Dichtefunktion des Einmassenschwingersystems. Der MAC-Wert wurde in [2] eingeführt und bildet einen Vergleichswert zweier Vektoren. Dieser Wert, repräsentiert durch die quadrierte Korrelation zweier modaler Vektoren, gibt einen Anhaltspunkt für die Güte der Übereinstimmung zweier modaler Größen an. Der Wert 1 steht für eine absolute Übereinstimmung der betrachteten Größen und der Wert 0 sagt aus, dass die beiden modalen Parameter keine Gemeinsamkeit aufweisen. In Formelschreibweise kann diese Bewertungsgröße folgendermaßen angegeben werden:

$$MAC(p, p+1) = \frac{\left| \mathbf{v}^{(p)H} \mathbf{v}^{(p+1)} \right|^2}{\left( \mathbf{v}^{(p)H} \mathbf{v}^{(p)} \right) \left( \mathbf{v}^{(p+1)H} \mathbf{v}^{(p+1)} \right)} \quad (5.79)$$

Die Bezeichnungen  $\mathbf{v}^{(p)}$  und  $\mathbf{v}^{(p+1)}$  stehen für die zu vergleichenden Vektoren (z.B. gemessener und berechneter Eigenvektor), der Index H bedeutet den komplex transformierten Vektor.

Das Ausschneiden der Dichtefunktion des Einmassenschwingersystems um den Spitzenwert liefert die Eigenfrequenz und das Dämpfungsmaß. Der Ausschnitt der Dichtefunktion wird anhand der inversen Fourier-Transformation zurück in den Zeitbereich transformiert. Die Eigenfrequenz ergibt sich durch einfaches Abzählen der Schwingungsvorgänge und das Dämpfungsverhalten kann aus dem Ausklingverhalten bestimmt werden. Dominieren zwei Moden, wird der erste Einzelwert immer eine gute Annäherung an die Eigenform der stärkeren Eigenfrequenz sein. Sind die beiden Moden zueinander orthogonal, repräsentieren die ersten beiden Werte unabhängige Annäherungen an die korrespondierenden Eigenformvektoren.

### 5.2.3 Theoretische Betrachtungen zur Schädigungsidentifizierung

#### 5.2.3.1 Überlegungen am Biegebalken

Zur Veranschaulichung der theoretischen Grundlagen der Schädigungsidentifizierung werden im Weiteren die Zusammenhänge am linear elastischen Stab auf zwei Lagern beschrieben. Neben der Erörterung der für dieses dynamische Modell geltenden funktionalen Randbedingungen können diese Zusammenhänge auf viele dynamische Fragestellungen einfa-

cher Brückenbauwerke übertragen werden. Die Gleichgewichtsbedingung für einen in Längsrichtung konstanten Stab mit kontinuierlicher Massenbelegung lautet unter der Voraussetzung, dass keine Querlast wirkt:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ EI \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right] + m \frac{d^2}{dt^2} = 0 \quad (5.80)$$

Unter der Vernachlässigung der Rotations- und Schubkräfte und der Beachtung der vorliegenden Randbedingungen können die nicht-trivialen Lösungen für die Eigenwerte angegeben werden:

$$\omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (5.81)$$

mit  $n=1,2,3,\dots$

Die Gleichungen der Schwingungsbiegelinien ergeben sich in der Form

$$N_n(x) = A_1 \sin\left(\frac{n\pi}{L} x\right) \quad (5.82)$$

und sind in Abbildung 5.16 grafisch dargestellt.

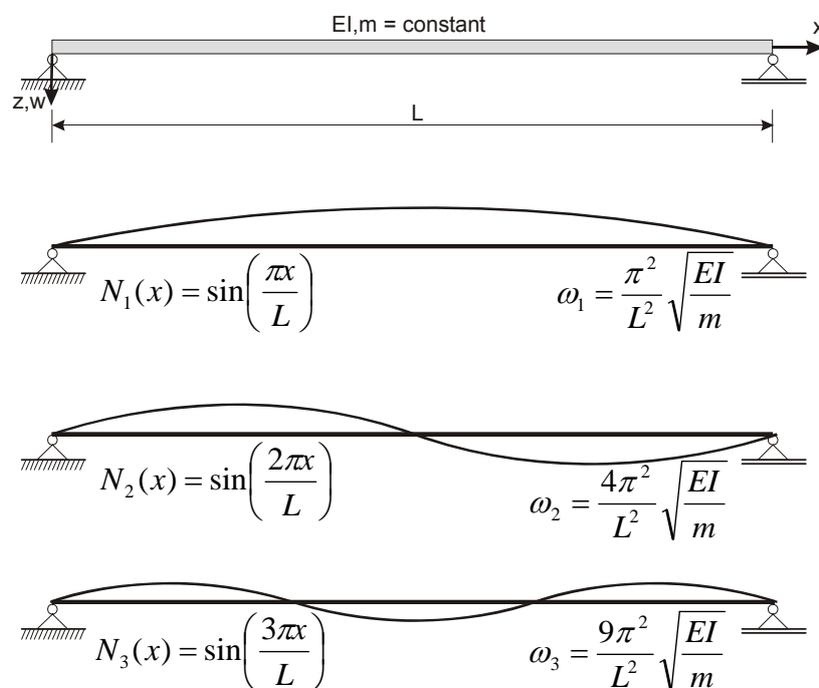


Abb. 5.16: Zur Berechnung der Eigenfrequenzen und Eigenformen eines Biegebalkens aus [41]

### 5.2.3.2 Modale Beschreibung einer beschädigten Struktur

Die Bewegungsgleichungen eines Mehrmassenschwingers lassen sich für die n-Freiheitsgrade folgendermaßen darstellen. Es wird davon ausgegangen, dass in dem Schwingungssystem die einzelnen n Massen entsprechend in Bewegung sind, insgesamt n Freiheitsgrade existieren und sich demnach n Eigenschwingungsformen einstellen.

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{y}_1 + k_{11} y_1 + k_{12} y_2 + \dots + k_{1n} y_n &= 0 \\
 m_2 \ddot{y}_2 + k_{21} y_1 + k_{22} y_2 + \dots + k_{2n} y_n &= 0 \\
 m_3 \ddot{y}_3 + k_{31} y_1 + k_{32} y_2 + \dots + k_{3n} y_n &= 0 \\
 \dots & \\
 m_n \ddot{y}_n + k_{n1} y_1 + k_{n2} y_2 + \dots + k_{nn} y_n &= 0
 \end{aligned} \tag{5.83}$$

Die Lösung dieser Differentialgleichungen erfolgt unter dem Eigenschwingungsansatz  $y_j = a_j \cdot \sin \omega t$ , mit  $j=1, 2, 3, \dots, n$ . Unter Verwendung dieses Lösungsansatzes resultieren folgende Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 (k_{11} - m_1 \omega^2) \cdot a_1 + k_{12} \cdot a_2 + \dots + k_{1n} \cdot a_n &= 0 \\
 k_{21} \cdot a_1 + (k_{22} - m_2 \omega^2) \cdot a_2 + \dots + k_{2n} \cdot a_n &= 0 \\
 \dots & \\
 k_{n1} \cdot a_1 + k_{n2} \cdot a_2 + \dots + (k_{nn} - m_n \omega^2) \cdot a_n &= 0
 \end{aligned} \tag{5.84}$$

Das beschriebene Gleichungssystem liefert von Null verschiedene Lösungen für die Amplituden  $a_j$  für exakt n Werte für  $\omega^2$ . Die Lösungen für  $\omega^2$  resultieren aus der Determinante der Elemente des Gleichungssystems.

$$\text{Det}(\omega^2) = \begin{vmatrix} (k_{11} - m_1 \omega^2) & k_{12} & k_{1n} \\ k_{21} & (k_{22} - m_2 \omega^2) & k_{2n} \\ k_{n1} & k_{n2} & (k_{nn} - m_n \omega^2) \end{vmatrix} = 0 \tag{5.85}$$

Die ausmultiplizierte Determinante liefert eine algebraische Gleichung vom Grade n in  $\omega^2$ . Als Lösung dieser Gleichung ergeben sich n Eigenwerte bzw. Eigenkreisfrequenzquadrate. Die Werte der Eigenfrequenzen stellen sich somit als Funktion der Steifigkeitsbeiwerte  $k_{nn}$  und der Massebelegungen des schwingungsfähigen Systems dar.

In einem Beispiel eines Biegestabes sollen die Auswirkungen von lokalen Schädigungen auf die Eigenfrequenzen und Schwingungsformen einer Struktur verdeutlicht werden. Zur über-

sichtlicheren Darstellung des Zusammenhangs zwischen einer Schädigung und deren Einfluss auf die modalen Kenngrößen wird im Folgenden die Massenbelegung des in Abbildung 5.17 dargestellten Biegestabs auf fünf punktförmige Massen zurückgeführt.

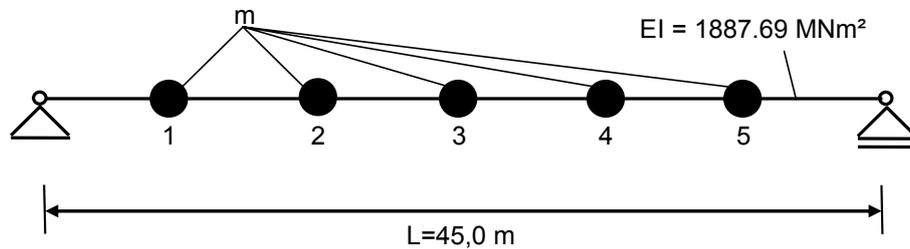


Abb. 5.17: Beispiel – Biegebalken mit fünf punktförmigen Massen

Es resultiert folglich ein Fünfmassenschwinger, für den die Lösungen der Bewegungsgleichungen gemäß Gleichung (5.86) angegeben werden können.

$$\begin{aligned}
 (k_{11} - m_1 \omega^2) \cdot a_1 + k_{12} \cdot a_2 + k_{13} \cdot a_3 + k_{14} \cdot a_4 + k_{15} \cdot a_5 &= 0 \\
 k_{21} \cdot a_1 + (k_{22} - m_2 \omega^2) \cdot a_2 + k_{23} \cdot a_3 + k_{24} \cdot a_4 + k_{25} \cdot a_5 &= 0 \\
 k_{31} \cdot a_1 + k_{32} \cdot a_2 + (k_{33} - m_3 \omega^2) \cdot a_3 + k_{34} \cdot a_4 + k_{35} \cdot a_5 &= 0 \\
 k_{41} \cdot a_1 + k_{42} \cdot a_2 + k_{43} \cdot a_3 + (k_{44} - m_4 \omega^2) \cdot a_4 + k_{45} \cdot a_5 &= 0 \\
 k_{51} \cdot a_1 + k_{52} \cdot a_2 + k_{53} \cdot a_3 + k_{54} \cdot a_4 + (k_{55} - m_5 \omega^2) \cdot a_5 &= 0
 \end{aligned} \tag{5.86}$$

Die Lösungen für  $\omega^2$  berechnen sich durch Ausmultiplizieren der Determinante.

$$\text{Det}(\omega^2) = \begin{vmatrix} (k_{11} - m_1 \omega^2) & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} \\ k_{21} & (k_{22} - m_2 \omega^2) & k_{23} & k_{24} & k_{25} \\ k_{31} & k_{32} & (k_{33} - m_3 \omega^2) & k_{34} & k_{35} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & (k_{44} - m_4 \omega^2) & k_{45} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & (k_{55} - m_5 \omega^2) \end{vmatrix} = 0 \tag{5.87}$$

Die Steifigkeitsmatrix des Schwingungssystems kann nach [87] aus der Nachgiebigkeitsmatrix berechnet werden. Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass die Nachgiebigkeitsmatrix einprägsam und verständlich darzustellen ist. Die Steifigkeitsmatrix ergibt sich gemäß Gleichung (5.88) aus der inversen Matrix der Nachgiebigkeit.

$$K = H^{-1} \tag{5.88}$$

Die Vorgehensweise zur Berechnung der Nachgiebigkeitsmatrix  $H_0$  ist durch die Berechnung der Einheitsverformungen an den Stellen 1 bis 5 gekennzeichnet. Abbildung 5.18 zeigt die Einheitsverformung des Biegestabes infolge einer Einheitslast an der Position 1 auf. Aus den Einheitslasten an den Positionen 1 bis 5 lassen sich die Verformungsgrößen  $h_{11}$  bis  $h_{15}$  berechnen. Der Index beschreibt dabei an erster Stelle die Position der Einheitslast und an zweiter Stelle die Position der Verformungsgröße.

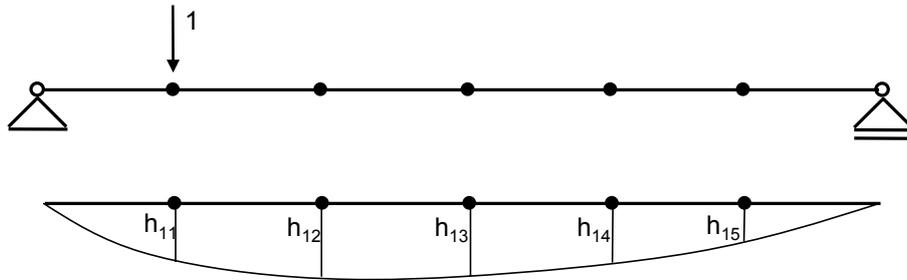


Abb. 5.18: Einheitsverformungszustand infolge Last in Position 1

In analoger Vorgehensweise lassen sich die Einheitsverformungen  $h_{21}$  bis  $h_{25}$  angeben. Die Abbildung 5.19 zeigt den Einheitsverformungszustand infolge einer Belastung an der Position 2.

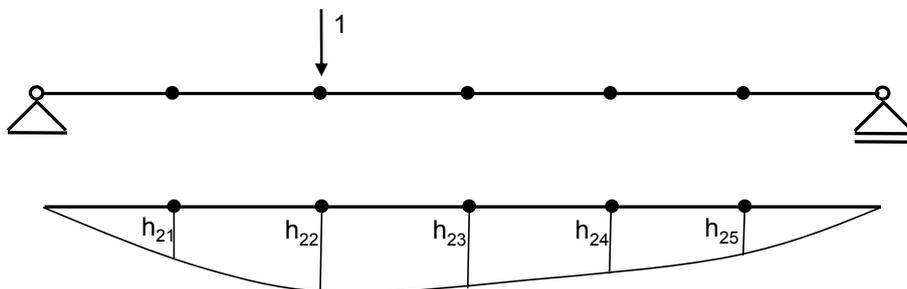


Abb. 5.19: Einheitsverformungszustand infolge Last in Position 2

Wird diese Vorgehensweise für die Positionen 1 bis 5 durchgeführt, kann die vollständige Nachgiebigkeitsmatrix  $H_0$  dargestellt werden. In Abbildung 5.20 ist die doppelt symmetrische Nachgiebigkeitsmatrix des symmetrischen Biegebalkens visualisiert.

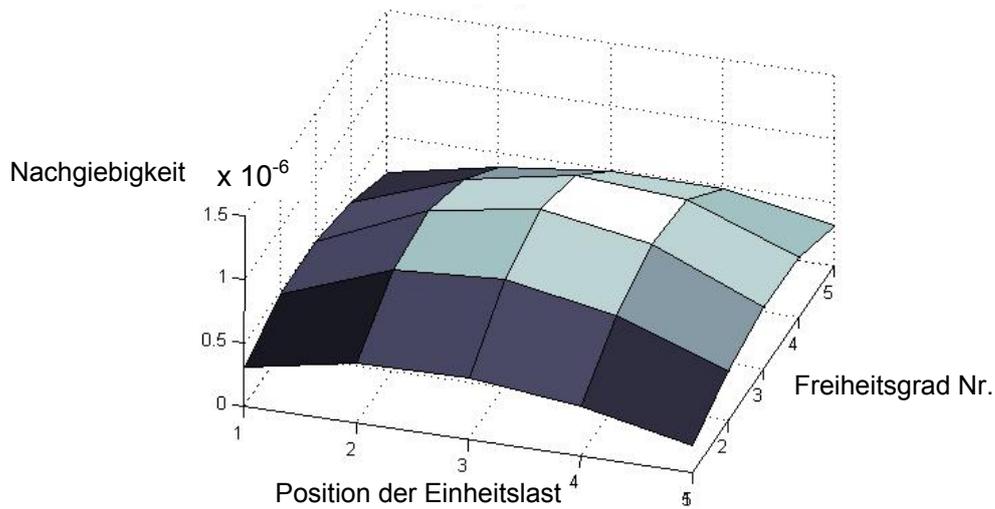


Abb. 5.20: Nachgiebigkeitsmatrix  $H_0$  für den ungeschädigten Biegebalken in Abbildung 5.17

Die Lösungen für  $\omega^2$  für das unbeschädigte System sind in Tabelle 5.2 aufgelistet.

Tab. 5.2: Eigenwerte des unbeschädigten Systems

Eigenwert $\omega^2$	unbeschädigt
1	13,4503
2	214,7650
3	1069,5096
4	3212,8500
5	6510,9474

Beschädigtes System:

Die Vorgehensweise zur Berechnung der modalen Größen einer beschädigten Struktur ist analog zu der der unbeschädigten. In nachfolgender Abbildung 5.21 kann die Struktur mit der Position einer lokalen steifigkeitsreduzierenden Schädigung um 30 % der Biegesteifigkeit  $EI$  über eine Länge von 0,1 m erkannt werden.

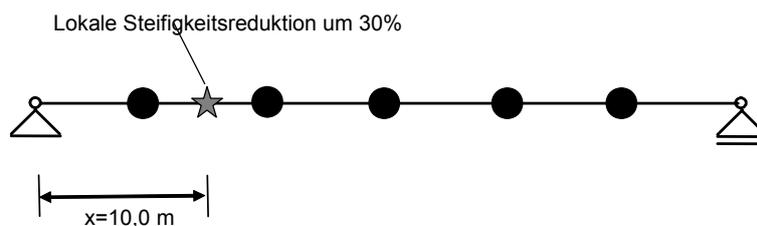


Abb. 5.21: Beschädigter Biegebalken

Die Ermittlung der Nachgiebigkeitsmatrix  $H_1$  der beschädigten Struktur läuft analog nach der oben beschriebenen Vorgehensweise ab. Aus der Differenz  $dH$  zwischen den Nachgiebigkeitsmatrizen  $H_0$  und  $H_1$  kann der Effekt der lokalen Schädigung visualisiert werden. In Abbildung 5.22 kann aus der Veränderung der Nachgiebigkeitsmatrix auch die Position der Schädigung identifiziert werden.

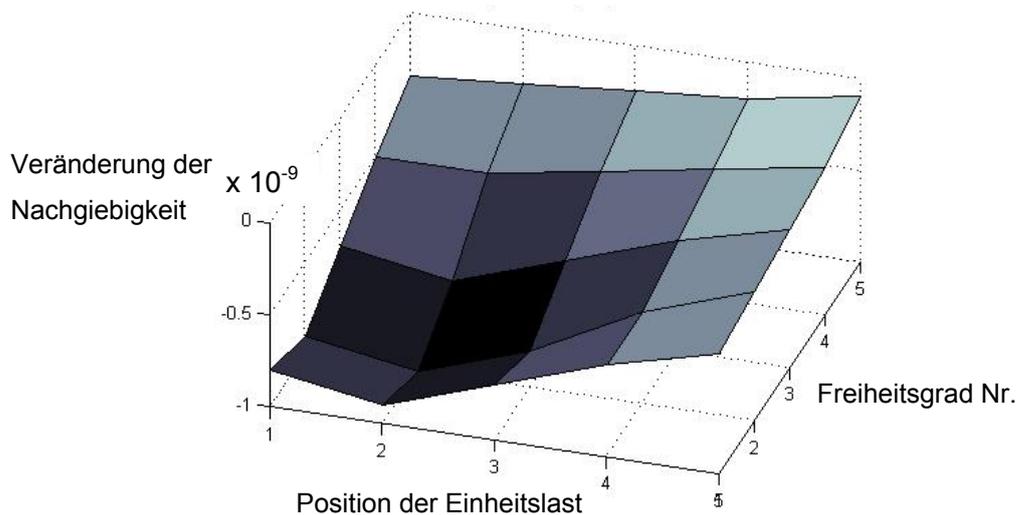


Abb. 5.22: Veränderung der Nachgiebigkeitsmatrix infolge Schädigung

Die Berechnung der Eigenwerte des Schwingungssystems basiert für das vorliegende Beispiel des Fünfmassenschwingers auf der Berechnung der Nullstellen eines Polynoms fünften Grades. Es existieren demnach genau fünf Nullstellen. Ein Teil des Polynoms ist in Abbildung 5.23 dargestellt. Aus dem Verlauf der beiden Lösungsgrafiken für die unbeschädigte und die beschädigte Struktur lässt sich aus Tabelle 5.3 feststellen, dass die höheren Eigenwerte auf die veränderten Steifigkeitswerte sensibler reagieren als niedrigere Eigenwerte.

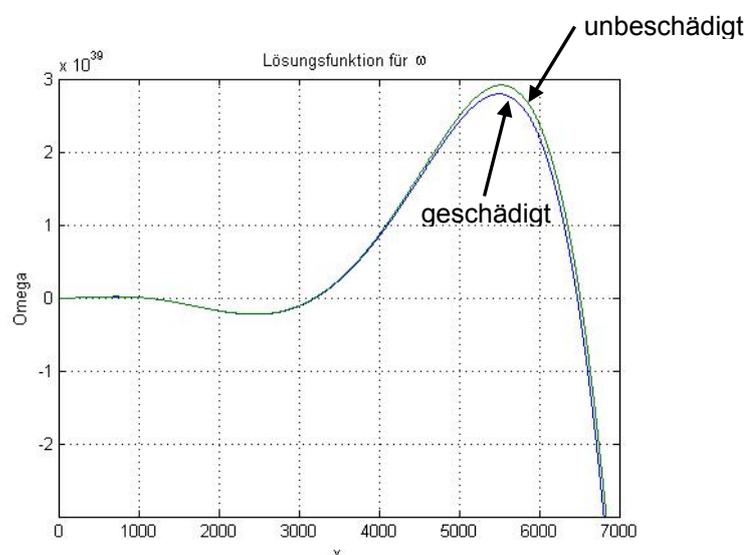


Abb. 5.23: Lösungsfunktion des Polynoms fünften Grades (unbeschädigt – beschädigt)

Die Lösungen der unbeschädigten und der beschädigten Struktur sind in Tabelle 5.3 gegenübergestellt.

Tab. 5.3: Gegenüberstellung der Eigenwerte für das unbeschädigte und beschädigte System

Eigenwert $\omega$	unbeschädigt	beschädigt	Abweichung	
			absolut [Hz]	prozentual [%]
1	13,4503	13,4394	0,109	0,081
2	214,7650	214,3624	4,026	0,187
3	1069,5096	1068,5507	9,589	0,089
4	3212,8500	3200,0070	128,430	0,399
5	6510,9474	6449,7900	611,574	0,939

Werden die  $\omega^2$ -Werte in die Eigenfrequenzwerte umgerechnet und die Differenzen zwischen unbeschädigt und beschädigt gebildet, können die Abweichungen der Eigenfrequenzen aufgezeigt werden. In Abbildung 5.24 kann deutlich der Effekt beobachtet werden, dass höhere Eigenfrequenzwerte wesentlich sensibler auf Veränderungen reagieren als niedrigere Frequenzen.

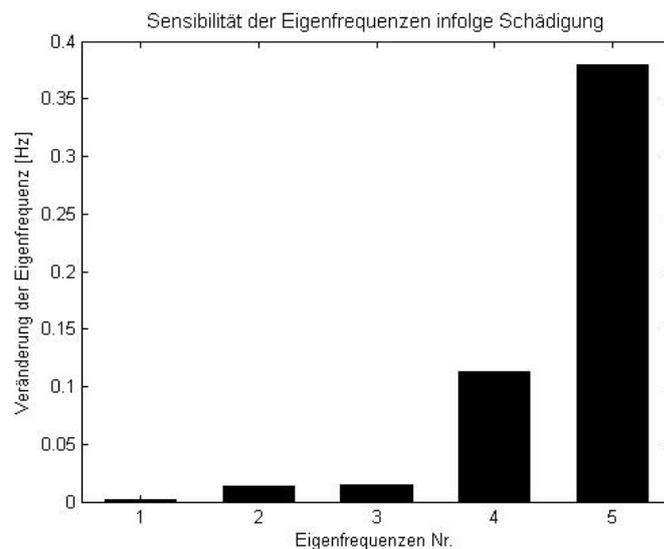


Abb. 5.24: Differenz der Eigenfrequenzwerte (unbeschädigt – beschädigt)

#### 5.2.4 Mess- und Auswertegenauigkeit

Die Grundlage des schwingungsbasierten Monitorings bildet das Messsystem, mit dem die Vibrationen der Brückenstruktur abgetastet werden. Die Schwingungsbewegungen werden dabei zu diskreten Zeitpunkten erfasst und gespeichert. Die registrierten Messdaten im Zeitbereich werden zur Bestimmung der charakteristischen modalen Kennwerte analysiert. Die dabei zu beachtenden Messkonfigurationen beeinflussen die Genauigkeit der modalen Identifizierung und werden nachfolgend erläutert.

Die Messsensoren liefern im Normalfall beim Anliegen einer Speisespannung ein analoges Spannungssignal, das proportional zu der gemessenen Schwingungsgröße ist. Über eine entsprechende Kalibrierung der Schwingungsaufnehmer kann anhand der elektrischen Spannung der Sensoren direkt auf die Messgrößen, wie z.B. die Schwinggeschwindigkeiten oder die Beschleunigungswerte, geschlossen werden. Die Aufzeichnung der analogen Spannungswerte in Form von digitalen Messschrieben erfolgt über eine entsprechende Messkarte. Diese Karte transformiert über einen A/D-Wandler die analogen Eingangssignale des Sensors in digitale Messwerte. Von entscheidender Bedeutung für die Messgenauigkeit ist dabei die zur Verfügung stehende Anzahl von Bits der Messkarte. Je höher die Bitrate, desto mehr Unterteilungen stehen dem A/D-Wandler zur Beschreibung des analogen Messsignals bereit. Die Aussteuerung des Messsignals, d.h. die Ausnutzung möglichst vieler Bits zur Dokumentation des realen kontinuierlichen Signals, spielt in diesem Zusammenhang ebenfalls eine wichtige Rolle. Detaillierte Informationen zur Messwerterfassung sollen in diesem Zusammenhang nicht dargestellt werden. Eine Vielzahl von Herstellern bietet ein umfangreiches Spektrum an Messwerterfassungssystemen an.

Der Weg von der Messwerterzeugung des Sensors in den Computer ist einerseits eine zentrale Angelegenheit im Zuge des schwingungsbasierten Bauwerksmonitorings. Andererseits ist die Definition der Messwerterfassung von wesentlicher Bedeutung für die Auswertegenauigkeit. Ein Signal zu messen bedeutet, dass die Eingangsgrößen zu diskreten Zeitpunkten abgetastet und diese Werte gespeichert werden. Als Ergebnis stehen die einzelnen Messpunkte über die Zeit zur Verfügung. Je höher die Abtastrate ist, desto präziser kann das analoge Messsignal digitalisiert werden. Im Zusammenhang mit Schwingungsmessungen sind in Abhängigkeit der zu messenden Frequenzen der schwingenden Struktur grundlegende Zusammenhänge zu berücksichtigen.

#### 5.2.4.1 Fouriertransformation [64]

Ein diskretes Messsignal wird im Zuge der Fouriertransformation in Fourierreihen entwickelt. Eine periodische Funktion  $x(t) = x(t + T)$  mit  $T$  als Länge der Messperiode, lässt sich nach der Diskreten Fouriertransformation DFT in folgender Form angeben:

$$x(t) = x_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (x_{cn} \cdot \cos n\omega t + x_{sn} \cdot \sin n\omega t) \quad (5.89)$$

Die Fourierreihenentwicklung lässt sich auch in komplexer Schreibweise formulieren:

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} x_n \cdot e^{in\omega t} \quad (5.90)$$

mit 
$$x_0 = \frac{1}{T} \cdot \int_0^T x(t) dt$$

$$x_{cn} = \frac{2}{T} \cdot \int_0^T x(t) \cdot \cos(n\omega t) dt$$

$$x_{sn} = \frac{2}{T} \cdot \int_0^T x(t) \cdot \sin(n\omega t) dt$$

$$x_n = \frac{1}{2} \cdot (x_{cn} \pm x_{sn}) \quad n = \pm 1; \pm 2; \pm 3; \dots$$

Die DFT bietet die Möglichkeit, diskrete Datensätze abzutasten und zu analysieren. Bei der diskreten Fourier-Transformation handelt es sich um ein Näherungsverfahren, welches das Ergebnis einer kontinuierlichen Transformation so gut wie möglich approximiert. Bei der DFT werden  $N \cdot N$  Multiplikationen berechnet, mit  $N$  als der Anzahl der aufgezeichneten Messwerte. Auf der Grundlage der DFT wurde die so genannte Fast-Fourier-Transformation (FFT) entwickelt, deren Ziel es ist, eine schnelle Spektralanalyse der gemessenen Daten durchzuführen. Als Voraussetzung zur Anwendbarkeit der FFT muss der gemessene Datensatz über  $n = 2^m$  Werte verfügen,  $m$  steht in diesem Zusammenhang als natürliche Zahl. Der Grundsatz der FFT ist, dass aus der komplexen Darstellung der Fourier-Reihe und des Fourier-Koeffizienten alle Werte  $m$  und  $n$  eines diskreten Fourier-Transformationspaares für den Zeitpunkt  $t_m$ , ( $m = 0, \dots, N-1$ ) binär dargestellt werden können. Dies führt zu einer erheblichen Beschleunigung der Spektralanalyse. Im Zuge der FFT sind lediglich  $N \cdot \log_2 N$  Multiplikationen zu berechnen. Für eine Messreihe von 1024 Messwerten führt dies zu einer Reduktion des Rechenaufwands um den Faktor 100.

$$\frac{N \cdot N}{N \cdot \log_2 N} = 100 \quad \text{für } N = 1024 \quad (5.91)$$

Der FFT-Algorithmus weist auch Grenzen auf. Es gilt, dass Periodizitäten, die länger sind als die Messzeit  $T$ , sich nicht darstellen lassen.

$$f = \frac{1}{T} \quad \text{bzw.} \quad f \cdot T = 1 \quad (5.92)$$

Um zwei Frequenzen  $f$  und  $f' = f + \Delta f$  unterscheiden zu können, ist eine Beobachtungsdauer  $T$  erforderlich. Für die Frequenzauflösung gilt:  $\Delta f \geq \frac{1}{T}$

Für eine Messdauer von 100 s kann beispielsweise eine Frequenzgenauigkeit von 0,01 Hz erreicht werden.

$$\Delta f = \frac{1}{\Delta t} = \frac{1}{100s} = 0,01 \text{ Hz}$$

### 5.2.4.2 Diskretes Messsignal – Abtastrate aus [40]

Eine digitale Messwerterfassung bedeutet eine diskrete Speicherung des kontinuierlichen Messsignals zu vorgegebenen Zeiten. Der Zeitabstand zwischen den einzelnen Messwerten wird als Abtastrate bezeichnet. Eine digitale Messung stellt eine Annäherung an das reale analoge Messsignal dar. Wie exakt das Messsignal abgebildet werden kann, hängt im Wesentlichen von der Abtastrate ab. Im Rahmen der Schwingungsidentifizierung sind bezüglich der Messwerterfassung und der möglichen Fehlerquellen des FFT-Algorithmus einige Vorüberlegungen durchzuführen. Liegt ein kontinuierliches Signal in Form einer Funktion vor, so existieren im Frequenzbereich lediglich die korrespondierenden Frequenzbänder gemäß Abbildung 5.25. Im Gegensatz zu einem kontinuierlichen Messsignal führt eine diskrete Messkurve zu Ungenauigkeiten im Frequenzbereich. In Abbildung 5.25 wird verdeutlicht, dass ein entsprechendes diskretes Messsignal zu einer gewissen Anzahl von Nebenfrequenzbändern führt.

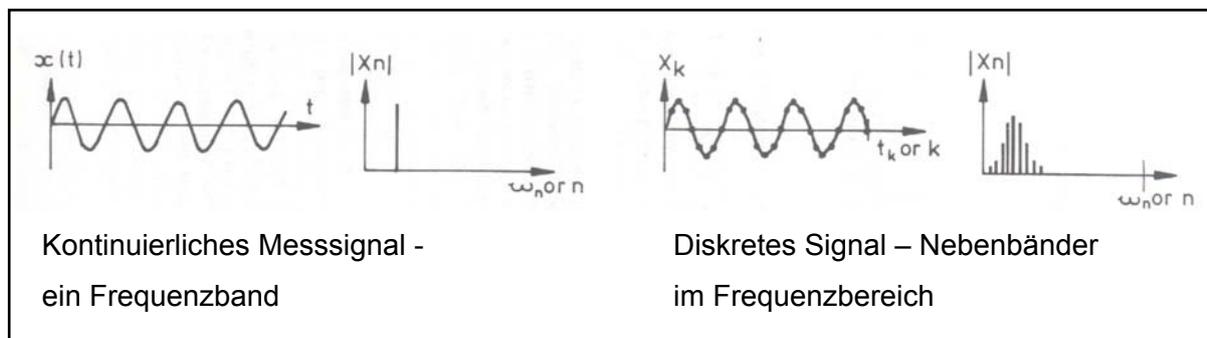


Abb. 5.25: Unterschied zwischen kontinuierlichen und diskreten Messsignalen aus [40]

### 5.2.4.3 Aliasing aus [40]

Eine mögliche Fehlerquelle im Zuge von Modalanalysen kann durch das so genannte Aliasing erfolgen. Dabei wird ein diskret erfasstes Messsignal, wie in Abbildung 5.26 dargestellt, mit einer zu geringen Abtastrate abgespeichert. Die zu geringe Anzahl von Messpunkten kann zu einer Fehlinterpretation des realen Messsignals führen. Gemäß dem Nyquist-Shannon-Abtasttheorem muss die Abtastrate mindestens zweifach über der niedrigsten zu identifizierenden Frequenz liegen.

Die obere Frequenzgrenze der Fourieranalyse ist durch die Beziehung  $f_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\Delta t}$  gegeben. Das Abtasttheorem besagt, dass ein kontinuierliches, bandbegrenzttes Signal, mit einer Minimalfrequenz von 0 Hz und einer Maximalfrequenz  $f_{\max}$ , mit einer Frequenz größer als  $2 \cdot f_{\max}$  abgetastet werden muss, damit man aus dem so erhaltenen zeitdiskreten Signal das Ursprungssignal ohne Informationsverlust (aber mit unendlich großem Aufwand) rekonstruieren

ren bzw. (mit endlichem Aufwand) beliebig genau approximieren kann. In Abbildung 5.27 kann der Effekt des Aliasing erkannt werden. Das reale Signal wird aufgrund der geringen Anzahl an Messpunkten falsch dargestellt.

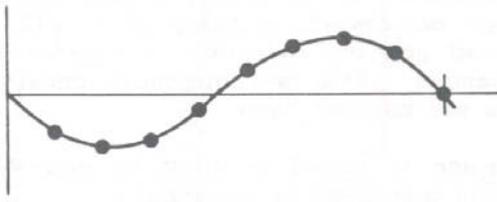


Abb. 5.26: Diskretes Messsignal aus [40]

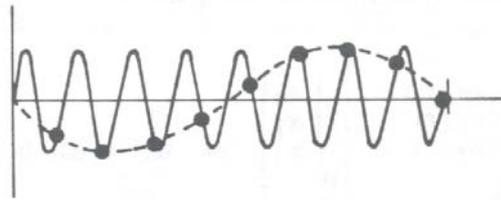


Abb. 5.27: Fehlinterpretation – Aliasing aus [40]

Um eine Fehlinterpretation des Messsignals auszuschließen, werden bei Schwingungsmessungen Anti-Aliasing-Filter verwendet, die alle Frequenzen oberhalb der Nyquist-Frequenz

$$\left( = \frac{f_s}{2} \right) \text{abschneiden.}$$

#### 5.2.4.4 Leakage aus [40]

Unter Leakage wird eine Fehlinterpretation der Messsignale im Zuge der FFT-Analyse verstanden. Für eine Reihenentwicklung des FFT-Algorithmus wird ein unendlich lang andauerndes Zeitsignal vorausgesetzt. Um im Rahmen von Schwingungsuntersuchungen den FFT-Algorithmus anwenden zu können, wird das gespeicherte Zeitsignal unendlich oft hintereinander gereiht. Weisen der erste bzw. der letzte Messwert eines Zeitblocks unterschiedliche Werte bzw. eine verschiedenartige Steigung auf, kommt es infolge der Aneinanderreihung zu einer Verfälschung des Signals an den Übergangsstellen der einzelnen Zeitblöcke. In Abbildung 5.28 kann der Effekt des Leakage erkannt werden.

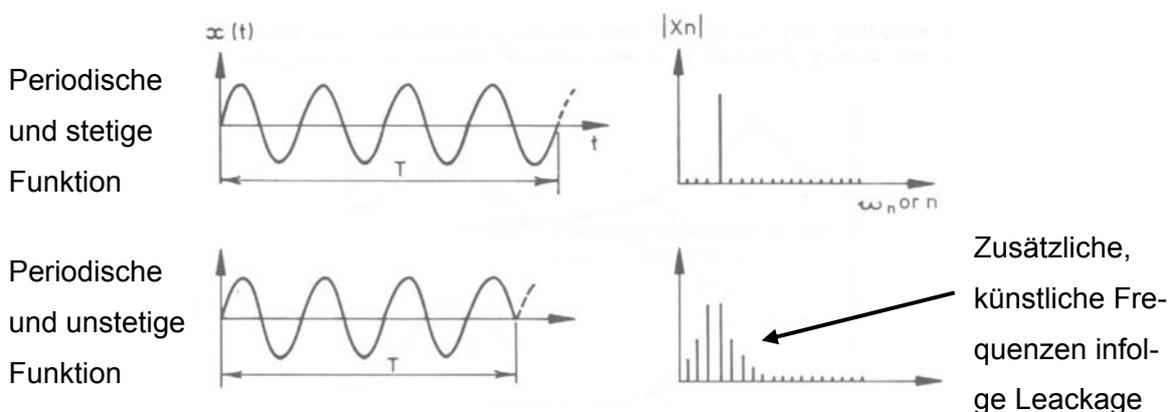


Abb. 5.28: Zur Beschreibung des „Leakage“ Fehlers aus [40]

Im Rahmen einer FFT-Analyse erzeugt diese Unstetigkeit, aufgrund des periodischen Auftretens in Abständen der Zeitdauer eines Messblocks, ein Störsignal in Form von Nebenbän-

dem im Frequenzbereich. Zur Minimierung des Leakage-Fehlers werden unterschiedliche Fensterfunktionen zur Reduktion der Unstetigkeiten verwendet.

#### 5.2.4.5 Fensterfunktionen aus [40]

Zur Durchführung einer FFT wird der gemessene Zeitblock unendlich oft hintereinander gereiht. Die Minimierung der Störsignale aus dem Leakage-Effekt erfolgt über eine Multiplikation der einzelnen Zeitblöcke mit so genannten Fensterfunktionen. Dabei steht das Rechteckfenster für das ursprüngliche Messsignal. Das Prinzip des Rechteckfensters ist in Abbildung 5.29 in der ersten Zeile zu erkennen. Spezielle Fensterfunktionen wie z.B. das Hanning-Fenster führen zu einem Abklingen des Messsignals an den Übergangsstellen. Das Ergebnis ist eine „erzwungene“ Stetigkeit und Periodizität des Zeitsignals infolge der Fensterfunktion. Die Effekte des Leakage werden dadurch minimiert. Die Funktionsweise des „Hanning“-Fensters ist in Abbildung 5.29 visualisiert.

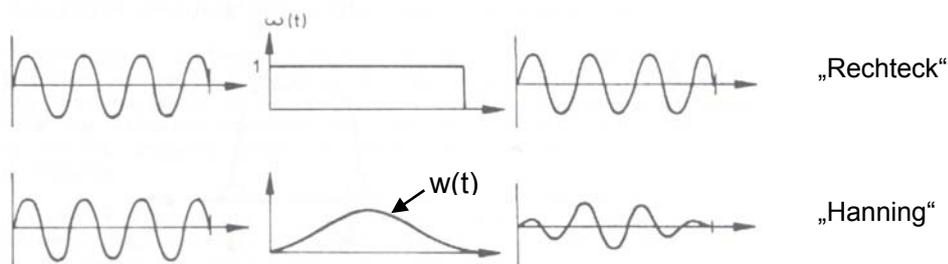


Abb. 5.29: Wirkungsweise der Rechteck- und der Hanning-Fensterfunktion aus [40]

Die Fensterfunktion ist folgendermaßen definiert:

$$\hat{x}(t) = x(t) \cdot w(t) \quad \text{mit} \quad w(t) = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{2\pi t}{T} \right) \quad \text{der Fensterfunktion} \quad (5.93)$$

$x(t)$  das gemessene Zeitfenster und  $\hat{x}(t)$  das modifizierte Signal

Durch die Fensterung kommt es allerdings zu einer Veränderung des Messsignals und folglich zu einer Beeinflussung der Amplitudenwerte.

### 5.2.5 Erkennbarkeit von Strukturveränderungen

Ein zuverlässiger Einsatz des schwingungsbasierten Monitoringkonzepts zur Erkennung und zur Identifizierung von Strukturschädigungen erfordert grundlegende Vorüberlegungen über mögliche Schädigungsbereiche innerhalb des Tragwerks. Von großer Bedeutung für die In-

terpretierbarkeit und die Leistungsfähigkeit dieses Monitoringkonzepts ist darüber hinaus die Anordnung der Sensoren am Tragwerk.

### 5.2.5.1 Positionierung der Sensoren

Die zur Festlegung des Messkonzepts benötigte Positionierung der Sensoren an der schwingungsfähigen Baustruktur basiert auf folgenden Grundlagen. Die Anordnung der Sensorik ist in Kombination mit den erwarteten Eigenschwingungsformen der Struktur zu wählen. Basis dieser Forderung ist, dass ein im Knotenpunkt einer Eigenschwingungsform angebrachter Sensor bezüglich der korrespondierenden Eigenfrequenz kein Signal liefert. In Abbildung 5.30 sind für einen 6m langen Einfeldträger die ersten drei Biegeschwingungseigenformen normiert dargestellt. Eine Superposition der drei Schwingungsformen zeigt geeignete Positionierungen der Sensoren auf. Die „Tiefpunkte“ der überlagerten Kurve stehen für ungünstige Sensorpositionen. Die lokalen „Hochpunkte“ sind im Zuge einer Schwingungsmessung empfehlenswerte Messstellen.

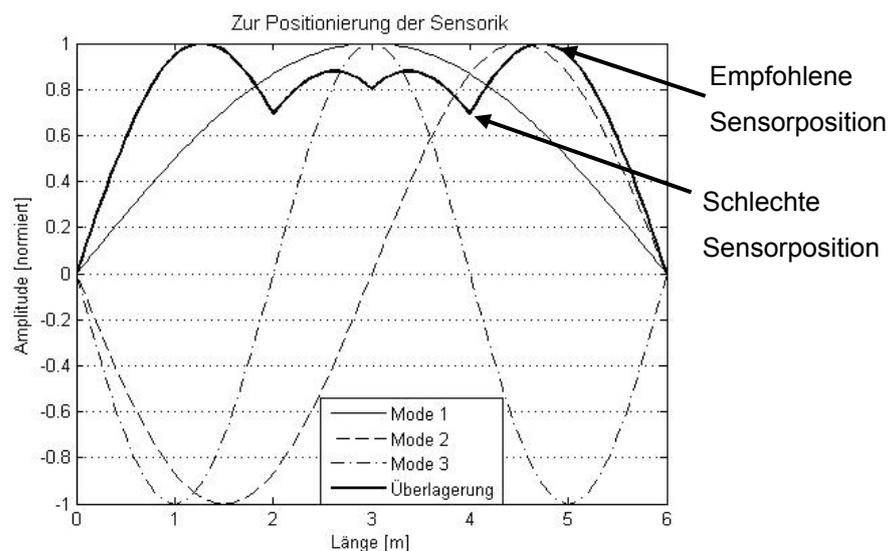


Abb. 5.30: Zur Positionierung von Messsensoren

### 5.2.5.2 Position der Schädigung

Ein weiterer wesentlicher Einfluss auf die Auswertegenauigkeit der schwingungsbasierten Schädigungsüberwachung ist durch die Schädigungsposition im Tragwerk gegeben. Die Frage, welche Eigenfrequenz in Verbindung mit der korrespondierenden Eigenschwingungsform für eine Schädigungsidentifizierung am sensibelsten reagiert, kann unter der Beachtung der Schädigungsposition am Tragwerk in Kombination mit der Biegelinie der jeweiligen Schwingungsform beantwortet werden. Die Abbildung 5.31 zeigt für ein einfeldriges Trag-

werk, dass die erste Biegeschwingungsform in den maximalen Krümmungsbereichen am sensibelsten auf Schädigungen reagiert. Die Eigenschwingungsformen höherer Eigenfrequenzen weisen Knotenpunkte auf. Diese Stellen erfahren infolge der jeweiligen Eigenschwingungsform keine Verschiebung und, aufgrund des Krümmungswechsels, keine Biegung. In Bezug auf eine Schädigungsidentifizierung ist an den Knotenpunkten mit keinem Ergebnis zu rechnen. Allgemein kann angegeben werden, dass die Eigenfrequenzwerte für eine Schädigungsposition im Bereich der maximalen Krümmung der Biegelinie der korrespondierenden Eigenschwingungsformen am stärksten beeinflusst werden.

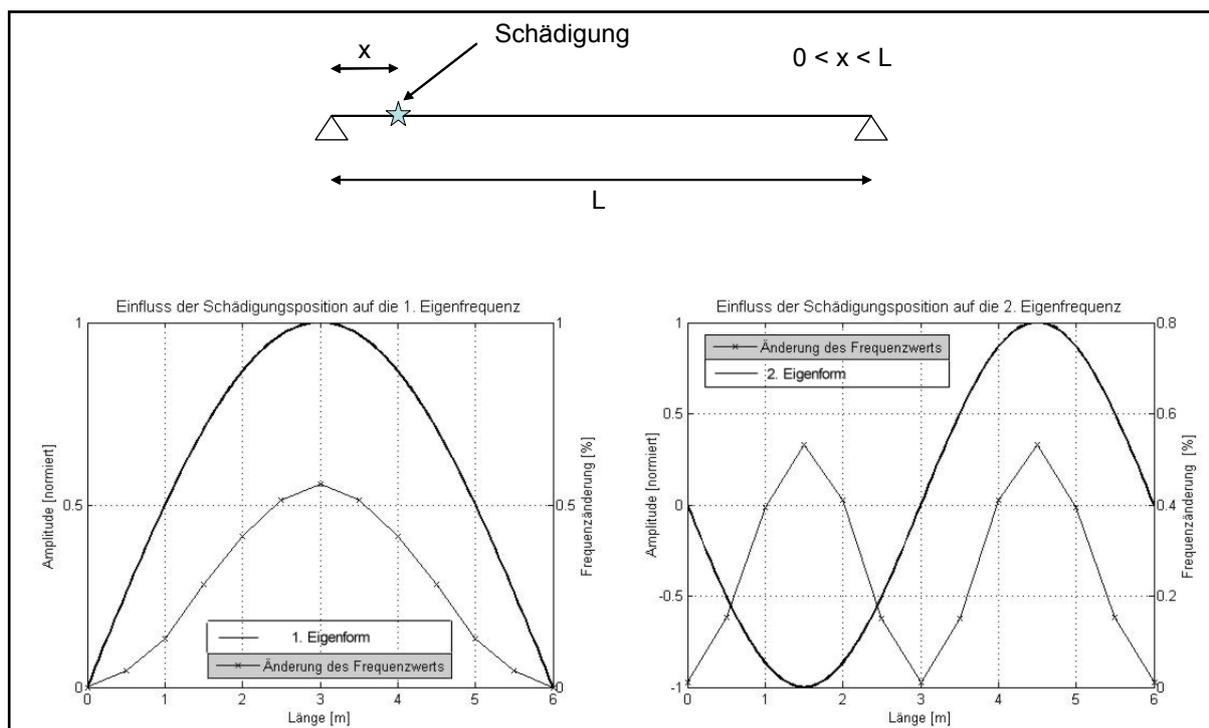


Abb. 5.31: Erkennbarkeit von Strukturveränderungen anhand der 1. und 2. Eigenschwingungsform

Die in Abbildung 5.31 gezeigten Einflüsse des Schadensortes auf die Eigenfrequenzwerte der ersten und zweiten Eigenform sind auf der Basis eines Einfeldträgers berechnet worden. Für höhere Eigenformen lässt sich ein analoger Zusammenhang beschreiben.

Die Übertragung der dargestellten Zusammenhänge auf Brückenbauwerke zeigt für dreidimensionale Strukturen nach Abbildung 5.32 einen übertragbaren Effekt auf. Im Rahmen von eigenen Simulationsrechnungen sind die oben beschriebenen Einflüsse auf eine einfeldrige Brücke analysiert worden.

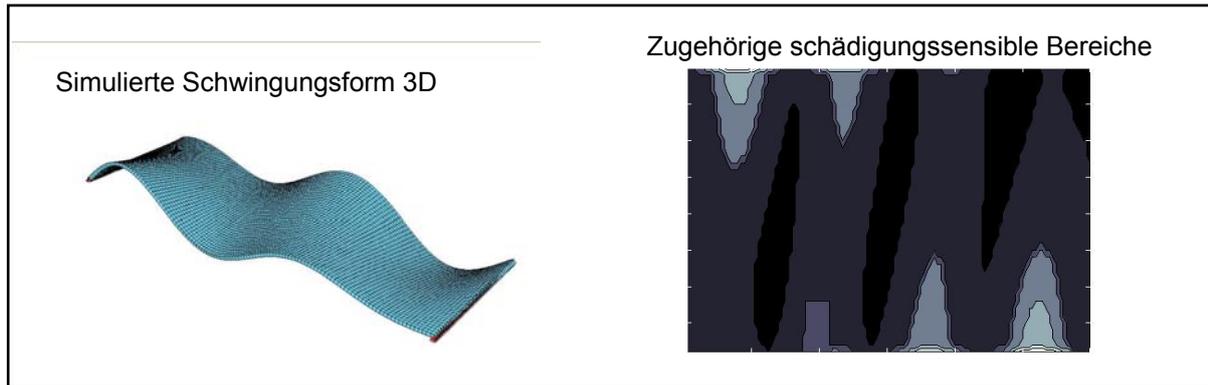


Abb. 5.32: Simulation schädigungssensibler Zonen für eine definierte Schwingform

Hierbei zeigen sich vor allem für Torsionseigenschwingungsformen charakteristische Zusammenhänge auf. Die ausführlichen Ergebnisse dieser Studie sind in Anhang A3 dargestellt.

### 5.2.6 Lokalisierung von Schädigungen

Für die Identifizierung und die Lokalisierung von Schädigungen aus modalen Parametern existieren verschiedene Vorgehensweisen. Eine Literaturrecherche zeigt aus vergleichbaren Projekten internationaler Monitoringanwendungen unterschiedliche Ansätze zur Schadenslokalisierung auf. In [126], [93] und [60] werden Methoden zur Identifikation und Lokalisation von Schädigungen auf der Basis von modalen Messdaten hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit und ihrer Zuverlässigkeit untersucht. Im Wesentlichen sind folgende Konzepte analysiert worden:

- Schadensindex-Methode
- Methode der Veränderlichkeit der Einheitsnachgiebigkeit
- Methode der Steifigkeitsveränderung
- Eigenschwingungsform-Methode
- Methode der modalen Flexibilität
- Methode der direkten Steifigkeitsberechnung

Die Erkenntnisse aus [60] beschreiben die Methode der modalen Flexibilität als leistungsfähiges Konzept zur Zustandsüberwachung. Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass lediglich die gemessenen Schwingungsparameter zur Auswertung benötigt werden. In [93] wird die direkte Steifigkeitsberechnung als effektiv und zuverlässig genannt. Für eine Anwendung dieser Strategie ist allerdings zwingend ein detailliertes Simulationsmodell nötig. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Konzept zur Berechnung der modalen Flexibilitäten angewendet. Diese Methode erscheint anhand der Erfahrungsberichte in [126] und [60] als äußerst zielführend und leistungsfähig.

## 5.2.6.1 Methode der modalen Flexibilität aus [60]

Eine Strukturschädigung beeinflusst die Steifigkeit eines Tragwerks. Diese Steifigkeitsänderung wirkt sich auf die modalen Kenngrößen aus. Dazu zählen die Eigenfrequenzen und die Eigenformen. Im Weiteren zeigen sich darüber hinaus Änderungen in den Ableitungen der modalen Kenngrößen wie z.B. der modalen Flexibilität. Die Matrix der modalen Flexibilität berechnet sich nach [131] aus den Eigenvektoren  $\phi_i$  und den Eigenkreisfrequenzen  $\omega_i$  (mit  $i = 1, 2, 3, \dots$ ).

$$[F] = [\phi]^T \cdot \left[ \frac{1}{\omega^2} \right] \cdot [\phi] = \left[ \{\phi\}_1^T, \{\phi\}_2^T, \dots, \{\phi\}_n^T \right] \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_1^2} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \frac{1}{\omega_2^2} & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & 0 & \frac{1}{\omega_n^2} \end{bmatrix} \cdot \left[ \{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n \right] \quad (5.94)$$

Eine Schädigungslokalisierung kann aus der Veränderung der modalen Flexibilität erarbeitet werden. Die Nachgiebigkeitsmatrix ist für eine ungeschädigte bzw. geschädigte Struktur durch die modalen Daten wie folgt definiert:

$$[F] \approx \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_i^2} \{\phi_i\} \{\phi_i\}^T \quad (5.95)$$

$$[F]^* \approx \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_{*,i}^2} \{\phi_i\}^* \{\phi_i\}^{*,T} \quad (5.96)$$

wobei  $\omega_i$  die i-te Eigenfrequenz,  $\phi_i$  die i-te Eigenform, n die Anzahl der gemessenen Frequenzen und der Index \* für die Eigenschaften der geschädigten Struktur steht.

Aus der approximierten Nachgiebigkeitsmatrix der Struktur im ungeschädigten und im geschädigten Zustand kann eine Veränderungsmatrix der Nachgiebigkeit  $\Delta F$  abgeleitet werden.

$$[\Delta F] = [F] - [F]^* \quad (5.97)$$

Für jede Spalte der Matrix  $[\Delta F]$  lässt sich das absolute Maximum  $\bar{\delta}_j$  bestimmen.

$$\bar{\delta}_j = \max |\delta_{ij}| \quad \text{mit } i=1,2,3,\dots,n \quad (5.98)$$

Wobei  $\delta_{ij}$  die Elemente der Matrix  $[\Delta F]$  darstellt. Die Spalte der Matrix  $[\Delta F]$ , die den größten absoluten Wert für  $\bar{\delta}_j$  liefert, kann als Indikator des am stärksten durch die Schädigung modifizierten Freiheitsgrades des Systems betrachtet werden. Über eine Interpolation zwischen den gemessenen Freiheitsgraden erfolgt eine Bestimmung der Schädigungsposition.

## 6 Zustandsüberwachung einer Straßenbrücke

Zur Erprobung des globalen Monitoringkonzepts diente die Straßenbrücke über die Loisach im Verlauf der Staatsstraße St2062 Murnau-Kochel. Die Straßenbrücke ist durch ein neues Tragwerk ersetzt worden. Aus diesem Grund war es möglich, eine detaillierte Forschungsstudie an der zu ersetzenden Brücke durchzuführen. Das bestehende Brückentragwerk wurde in Verbundbauweise gefertigt. Das Bauwerk ist im Rahmen der Erneuerung seitlich verschoben worden und diente während der Bauphase der neuen Brücke als Behelfstragwerk für den Verkehr. Nach Freigabe des neu erbauten Spannbetonbrückentragwerks für den Verkehr stand das für den Abriss vorgesehene Tragwerk zur Durchführung stufenweise fortschreitender (progressiver) Schädigungstests zur Verfügung. Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurden insgesamt sechs Schädigungsmechanismen nacheinander in den Brückenüberbau implementiert und nach jedem Schadensfall die Brückencharakteristik messtechnisch dokumentiert.

### 6.1 Verbundbrücke im Zuge der Staatsstraße St 2062

#### 6.1.1 Bauwerksbeschreibung

Die Verbundbrücke über die Loisach überspannt mit einer Gesamtlänge von 84 m drei Felder und ist als Durchlaufsystem errichtet worden. Die Spannweiten der Brücke sind in Abbildung 6.3 aufgezeigt. Die Abbildungen 6.1 bis 6.2 zeigen zwei Ansichten der Versuchsbrücke.



Abb. 6.1: Brückenansicht von unten



Abb. 6.2: Brückenansicht von oben

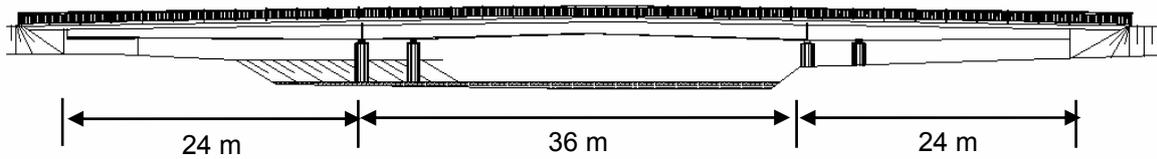


Abb. 6.3: Seitenansicht der Verbundbrücke über die Loisach

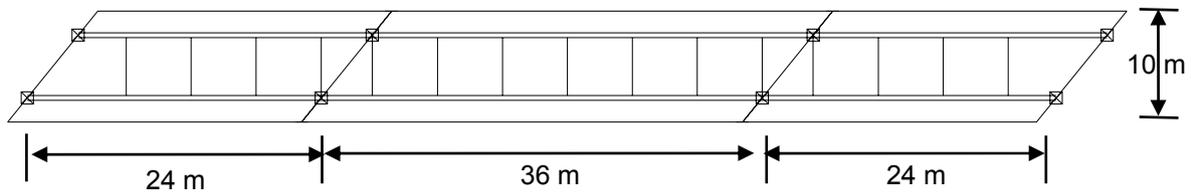


Abb. 6.4: Grundriss der Verbundbrücke über die Loisach

Der Brückenquerschnitt wies die Form eines zweistegigen Plattenbalkens auf. Die beiden Hauptträger der Brücke besaßen, wie in Abbildung 6.3 zu erkennen, in Bauwerkslängsrichtung eine veränderliche Höhe. Die maximale Trägerhöhe wurde über den beiden mittleren Stützen umgesetzt. In den beiden Randfeldern nahm die Trägerhöhe linear zu den äußeren Auflagern hin ab. In Brückenmitte existierte die niedrigste Trägerhöhe. Die Betonplatte wurde als schlaff bewehrte Stahlbetonplatte ausgeführt. Lediglich in den Bereichen der mittleren beiden Pfeiler wurden aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit in Längsrichtung Spannglieder eingebaut.

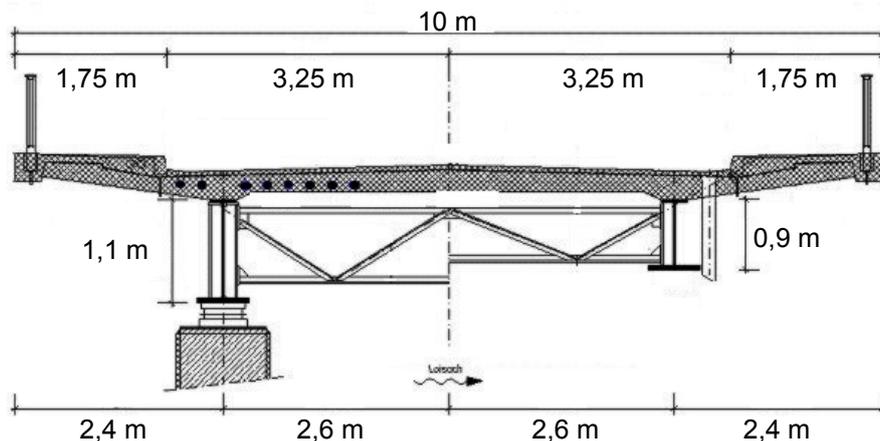


Abb. 6.5: Querschnitt der Verbundbrücke über die Loisach (über der Stütze/ im Feld)

Abbildung 6.5 zeigt die Querschnittsmaße der Verbundbrücke. In der Grafik ist auf der linken Seite die Querschnittsausbildung über den Stützen inklusive der Lage der Spannglieder visualisiert. Auf der rechten Seite ist der Brückenquerschnitt in Bauwerksmitte gezeigt.

### 6.1.2 Numerisches Simulationsmodell

Die Grundlage der numerischen Analyse des Verformungs- und des Schwingungsverhaltens der Verbundbrücke setzt eine detailgetreue Diskretisierung der Baustruktur anhand der Methode der Finiten Elemente voraus. Die Informationen über die geometrischen Maße und die verwendeten Materialien des Brückentragwerks wurden den Konstruktionsunterlagen entnommen. Das gesamte Brückenbauwerk ist unter Berücksichtigung der Brückenüberhöhung und des Bauwerkswinkels numerisch beschrieben worden. In Abbildung 6.6 ist eine Ansicht des vollständigen Finite-Elemente-Modells dargestellt.

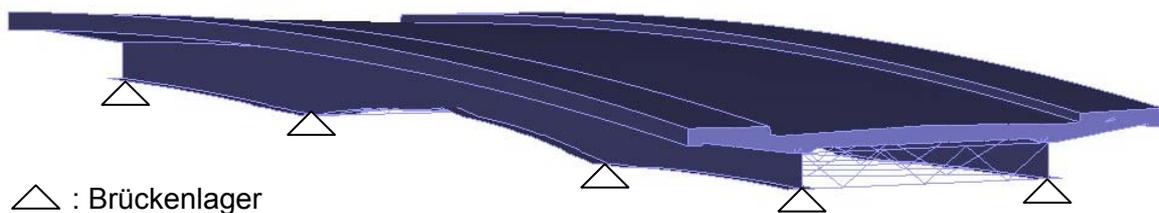


Abb. 6.6: 3D-Ansicht des Finiten Elemente Modells der Verbundbrücke

#### 6.1.2.1 Diskretisierung des Brückenüberbaus

Die Strukturelemente aus Stahl sind anhand von Schalen- bzw. Stabelementen abgebildet worden. Anhand der Konstruktionspläne erfolgte über die geometrische Lage von räumlich angeordneten Knotenpunkten die Definition der Stahlbauelemente. Eine Zuordnung der entsprechenden Blechdicken zu den einzelnen Teilflächen, die aus den gegebenen Knotenpunkten resultieren, vervollständigt die Diskretisierung des Bauwerks. Das Modell setzt sich somit aus isoparametrischen Schalenelementen zusammen, die über die jeweiligen Knotenpunkte begrenzt sind. Mittels der H-Verdichtung wurde das numerische Modell optimiert. Jedes Schalenelement besitzt in Länge, Breite und Dicke zusätzliche Integrationspunkte gemäß Abbildung 6.7.

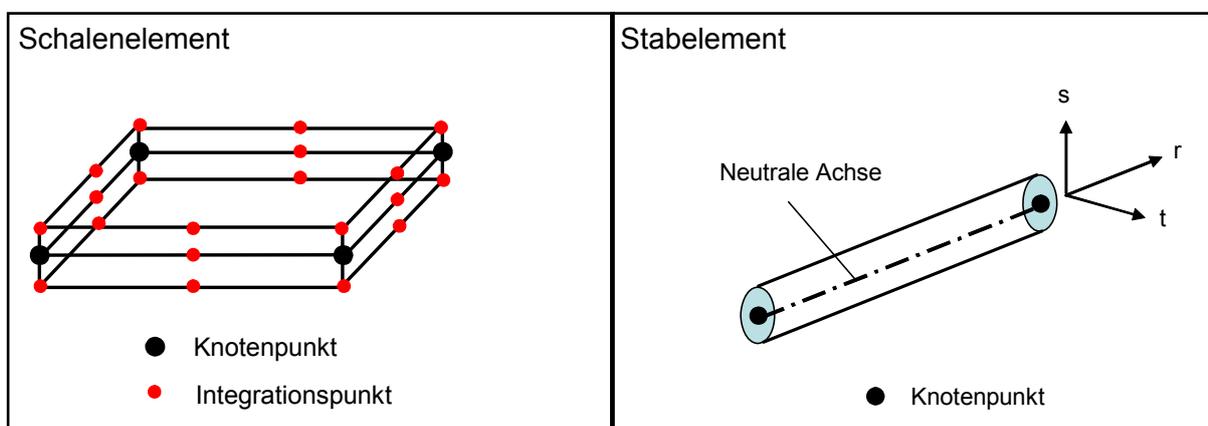


Abb. 6.7: Definition von Schalen- und Stabelementen nach [1]

Die Querverbände der Struktur aus geschweißten Profilstählen sind durch Stabelemente in das Gesamtmodell implementiert worden. Die Beschreibung der fachwerkähnlichen Querträger erfolgt über die geometrische Lage der Knotenpunkte. Die Definition der Stabsteifigkeiten basiert auf den verwendeten Querschnitten der Stahlbauprofile. Den Tragelementen aus Stahl wird entsprechend dem verwendeten Baustahl ein linear elastisches Materialgesetz zugewiesen.

Die Lage der Querverbände im numerischen Modell ist in Abbildung 6.9 dargestellt. Vervollständigt wird das Modell anhand dreidimensionaler Volumenelemente, die in Verbindung mit dem Materialgesetz des verwendeten Betons die physikalischen Eigenschaften der Betonfahrbahnplatte repräsentieren. Die Diskretisierung der Betonstruktur erfolgt über 6- bzw. 8-eckige isoparametrische Volumenelemente. Der grundsätzliche Aufbau isoparametrischer Volumenelemente ist in Abbildung 6.8 aufgezeigt. Das Element besitzt insgesamt 20 Integrationspunkte und ist geometrisch über acht Knoten definiert.

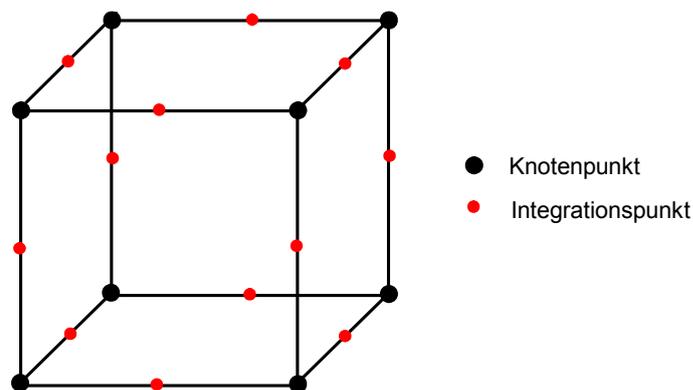


Abb. 6.8: Zur Definition eines 8-eckigen isoparametrischen Volumenelements nach [1]

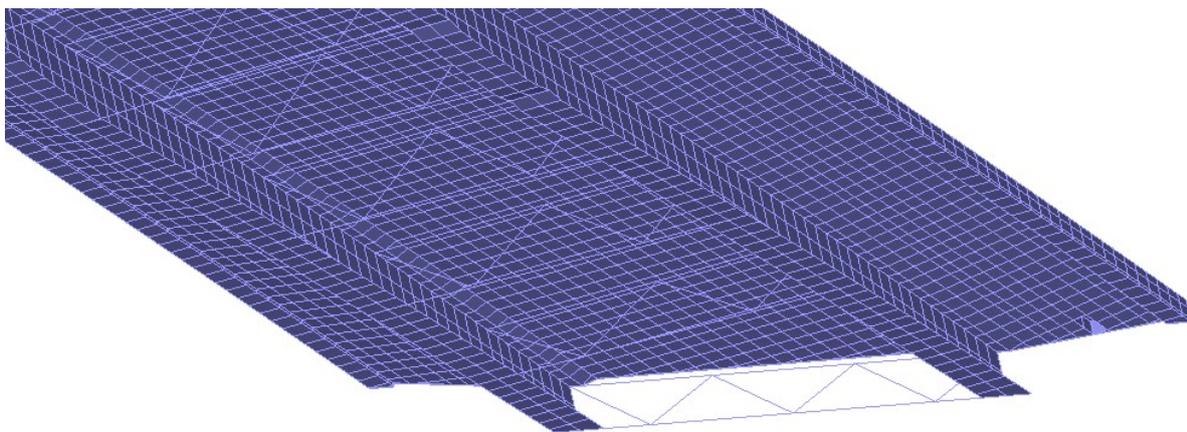


Abb. 6.9: Detailansicht des FE Modells der Verbundbrücke

Darüber hinaus wird der Asphaltfahrbahnbelag mit einer Dicke von 8 cm innerhalb des Simulationsmodells durch die Verwendung von Volumenelementen in Verbindung mit einem Ma-

terialgesetz für Asphalt berücksichtigt. In Abbildung 6.10 ist der Querschnitt des numerischen Rechenmodells ersichtlich, der neben den beiden Hauptträgern und den Querverbänden aus Stahl vor allem die Betonfahrbahnplatte zeigt.

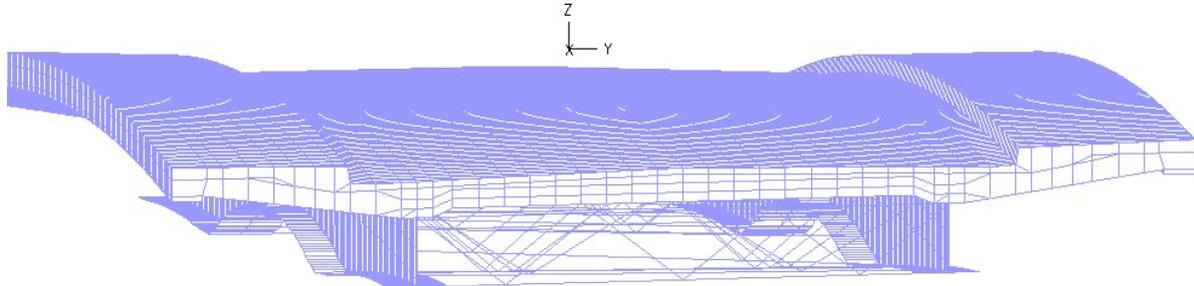


Abb. 6.10: Ansicht des numerischen Simulationsmodells

Den einzelnen Elementtypen sind korrespondierende Materialgesetze zugeordnet. Dadurch können die statischen Verformungsanalysen und die Simulationen der modalen Bauwerkscharakteristik auf identischen, numerischen Modellen erfolgen.

Das gesamte FE-Modell setzt sich aus 32917 Knoten und 26256 Elementen zusammen. Vier Elementtypen beschreiben die unterschiedlichen Komponenten der Brücke. Die Stahlträger sind durch 2240 Schalenelemente definiert, die Betonstruktur besteht aus 19341 3D-Volumenelementen, der Asphaltbelag setzt sich aus 4515 3D-Elementen zusammen und die Querverbände beschreiben 160 Stabelemente.

## 6.2 Konzipierung der Schädigungstests

Die Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach dienen als Anwendungsbeispiel für das globale Monitoringkonzept zur Zustandsüberwachung von Brückentragwerken. Anhand definierter Schädigungsszenarien sollen wiederholte Messaufzeichnungen die Schädigungen detektieren, lokalisieren und quantifizieren. Bei der Auswahl der simulierten Schädigungsszenarien wird auf die Realitätsnähe Wert gelegt. Die einzelnen Versuche sollen Szenarien simulieren, die während einer normalen Nutzung eines Brückentragwerks auftreten können. Im Folgenden wird ein Überblick über die geplanten Schädigungsszenarien gegeben.

### 6.2.1 Schädigungsszenarien

Die Auswahl der durchgeführten Schädigungsszenarien basiert auf einer Recherche über Schadensvorfälle an bestehenden Brücken. Relevante und für den vorliegenden Brückentyp

der Verbundbrücke zutreffende Schädigungen wurden für die Tests in Betracht gezogen. Folgende in Tabelle 6.1 aufgeführten Schädigungsszenarien sind an der Loisachbrücke analysiert worden. Die einzelnen Lastfälle wurden gemäß der Tabelle 6.1 sukzessive in das Tragwerk eingebracht. Vor Beginn der schädigenden Arbeiten ist eine Messung zur Bestimmung der Ausgangssituation aufgezeichnet worden. Diese so genannte Referenzmessung stand dem Lastfall 1 als Bezugsinformation zur Verfügung. Für die nachfolgenden Lastfälle wurden als Bezugsmessungen jeweils die Daten der vorangegangenen Lastfälle verwendet. Somit konnte für jeden untersuchten Lastfall die Modifikation bezüglich der charakteristischen Schwingungen bzw. des Verformungszustandes analysiert werden.

Tab. 6.1: Überblick über durchgeführte Schädigungsszenarien

Lastfall Nr.	Beschreibung
Lastfall 1	Lagersetzung um 5 cm am Lager L7 (gem. Abb. 6.11 bis 6.14)
Lastfall 2	Lagersetzung um 5 cm am Lager L1 (gem. Abb. 6.11 bis 6.14)
Lastfall 3	Lagersetzung um 5 cm am Lager L2 (gem. Abb. 6.11 bis 6.14)
Lastfall 4	Querträger QT13 lösen (gem. Abb. 6.11 und 6.18 bis 6.20)
Lastfall 5	Spannglied durchtrennen (gem. Abb. 6.15 bis 6.17)
Lastfall 6	Querträger QT12 unten lösen (gem. Abb. 6.11 und 6.18 bis 6.20)

Abbildung 6.11 zeigt den Grundriss der Verbundbrücke über die Loisach. Die einzelnen Positionen der ausgewählten Brückenlager und der Brückenquerträger sind in Abbildung 6.11 anhand der Nummerierung zu erkennen.

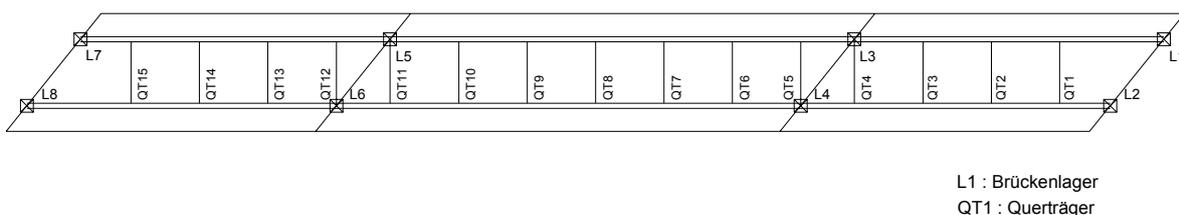


Abb. 6.11: Grundriss der Verbundbrücke über die Loisach

Detaillierte Beschreibungen der durchgeführten Schädigungsszenarien sind den Kapiteln 6.2.1.1 bis 6.2.1.3 zu entnehmen. Die Ausführungen der Kapitel informieren über die Vorgehensweisen bzw. die Situationen am Bauwerk im Rahmen der Schädigungstests.

### 6.2.1.1 Bauwerkssetzungen

In den nachfolgenden Ansichten der Abbildungen 6.12 bis 6.14 können die Arbeitsschritte zur Durchführung der Lagerabsenkungen erkannt werden. Im Zuge der Schädigungstests

wurden die Auflager mit einer hydraulischen Presse angehoben und das Elastomerlager mit einer Dicke von ca. 5 cm entfernt. Nach dem Absenken der einzelnen Lager erfolgten Messungen zur Identifizierung von Strukturveränderungen.



Abb. 6.12: Lager im Ausgangszustand    Abb. 6.13: Hydr. Presse    Abb. 6.14: Lager vor dem Absenken

#### 6.2.1.2 Spanngliedausfall

Ein weiterer Schadensfall ist durch den geplanten Ausfall des in Abbildung 6.15 markierten Spannglieds innerhalb des Brückenquerschnitts über den mittleren Stützen gekennzeichnet. Dabei wurde gemäß den Abbildungen 6.16 und 6.17 von der Oberseite das Spannglied lokal freigelegt und durchtrennt. Die Veränderungen der modalen Schwingungsgrößen und des Verformungsbilds wurden messtechnisch dokumentiert.

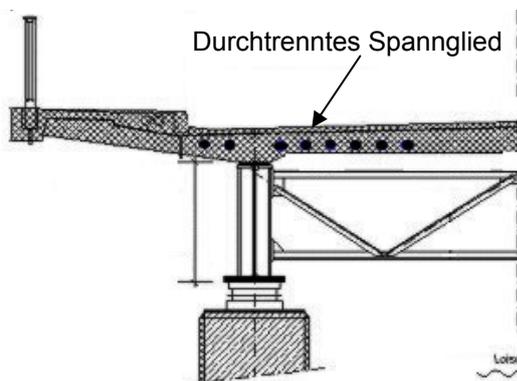


Abb. 6.15: Brückenquerschnitt



Abb. 6.16: Freigelegtes Spannglied



Abb. 6.17: Durchtrenntes Spannglied

### 6.2.1.3 Querträgerversagen

Die eingebauten Querträger des Brückensystems beteiligen sich an der Tragwirkung und der Steifigkeit des Gesamtsystems. Fällt ein Querträger infolge Versagen, Korrosion bzw. Fremdeinwirkung aus, ist mit einer Veränderung des Gesamtverhaltens der Brücke zu rechnen. In den Abbildungen 6.18 und 6.19 sind die Verbindungsstellen der Querträgerverbände an die Hauptträger des Tragwerks ersichtlich. Durch Öffnen dieser Verbindungen kann ein Ausfall eines Querträgers bzw. seiner Tragwirkung nach Abbildung 6.20 simuliert werden.



Abb. 6.18: Ansicht der Querverbände Abb. 6.19: Knotenpunkt Abb. 6.20: Lösen der Verbindung

## 6.2.2 Konfiguration der Messtechnik

Der Aufbau der eingesetzten Messverfahren im Rahmen der Monitoringkampagne zur Schädigungsidentifizierung an der Brücke wird im Folgenden erläutert. Das Messkonzept kann in die Erfassung von Bauwerksschwingungen und -verformungen unterteilt werden. Das Schwingungsverhalten des Tragwerks wurde mittels 26 Beschleunigungsaufnehmern aufgezeichnet. Die Anordnung der Sensoren kann der Abbildung 6.21 entnommen werden. Die Platzierung der Beschleunigungsaufnehmer erfolgte nach geometrischen Kriterien. Aufgrund der hohen Anzahl von Sensoren konnten die Überlegungen zur optimalen Anordnung der

Messensorik am Tragwerk gemäß Kapitel 5.2.5.1 unberücksichtigt bleiben. Das Ziel der Instrumentierung war das Erreichen größtmöglicher Genauigkeit bei der Erfassung der Schwingungsformen. Zur Aufzeichnung des Verformungsbilds der Brücke infolge der Schädigungen sind vier Neigungssensoren und ein Tachymeter zum Einsatz gekommen. Die Positionen der Neigungssensoren können ebenfalls der Abbildung 6.21 entnommen werden. Für die Verformungsüberwachung anhand des Tachymeters wurden in der Brückenlängsachse 14 Reflektoren gemäß Abbildung 6.21 angebracht. Die Positionen der einzelnen Reflektoren wurden nach Einbringung eines Schädigungsszenarios erneut bestimmt. Aus der Differenz der Messungen vorher und nachher konnten somit die Änderungen des Verformungsbildes der Struktur identifiziert werden. Die Anordnung der Sensoren erfolgte auf der Grundlage, die Verformungsänderungen einer Tragwerksseite (Nordseite) detailliert visualisieren zu können.

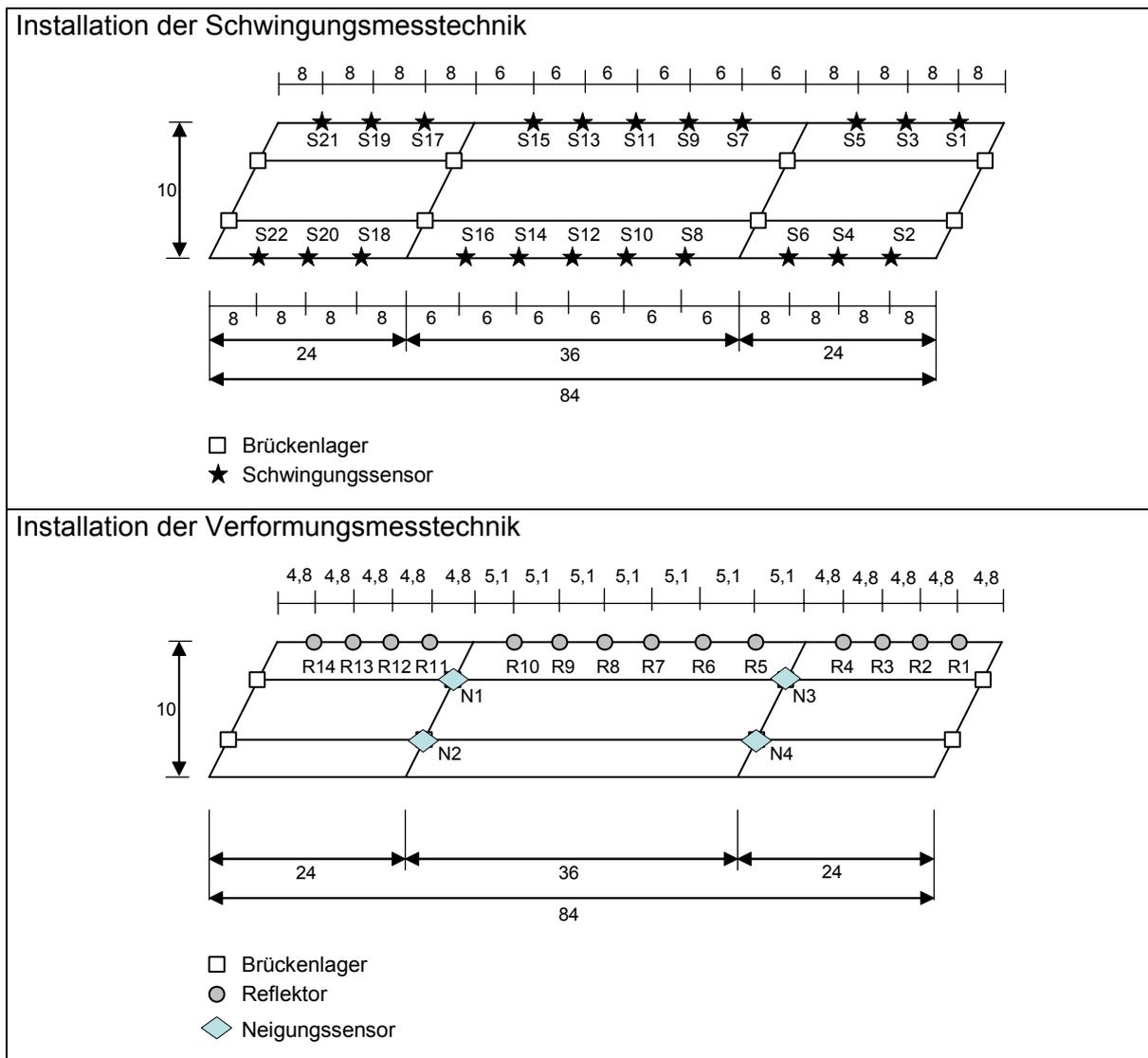


Abb. 6.21: Installation der Messtechnik am Tragwerk

Zur Dokumentation der Messeinrichtung im Zuge der Schädigungstests sind in den Abbildungen 6.23 bis 6.25 die verwendeten Messtechniken zu erkennen. Die Beschleunigungsaufnehmer wurden mittels Klebstoff an der Baustruktur befestigt. Über ein Mehrkanalmesssystem sind die 26 Schwingungsaufnehmer simultan mit einer Abtastrate von 512 Hz aufgezeichnet worden. Die verwendeten Schwingungssensoren besitzen eine Messempfindlichkeit von 10 V/g und arbeiten in einem Frequenzbereich von 0,01 bis 450 Hz linear. Die Temperaturdrift der Sensoren kann nach Herstellerangaben für Temperaturen von  $-20\text{ °C}$  bis  $60\text{ °C}$  vernachlässigt werden. Grundsätzlich ergibt sich aus Temperatureinflüssen auf die Schwingungssensoren keine Auswirkung bzgl. der Frequenzmessgenauigkeit. Der Temperatureinfluss führt lediglich zu einer geringfügigen Abweichung der gemessenen Schwingungsamplituden und beeinträchtigt nicht die gemessenen Schwingungsperioden (Frequenzen). Die Neigungssensoren befanden sich auf den Untergurten der Brückenlängsträger im Bereich der mittleren vier Auflager. Die Erfassung der Neigungswinkel ermöglichte eine Messung der modifizierten Lagesituation des Brückenüberbaus in Längsrichtung. Aufgrund der Position nahe den Stützauflagern konnten Neigungsänderungen in Querrichtung nicht registriert werden. Die verwendeten Neigungssensoren ermöglichten die Messung von Winkeländerungen mit einer Genauigkeit von 0.001 mrad. Die Instrumentierung der Verbundbrücke über die Loisach mit insgesamt 4 Neigungssensoren erfolgte unter folgenden Vorüberlegungen: Die Brücke besitzt nach Abbildung 6.21 insgesamt acht Auflager. Vier Brückenlager befinden sich auf den mittleren Pfeilern und vier Lager sind auf den beiden Widerlagern montiert. Unter Berücksichtigung der Verformungsfigur infolge Eigengewichts gemäß Abbildung 6.26 kann erkannt werden, dass die Neigungsinformationen an den 4 Pfeilerauflagern von großem Nutzen sind. Die Messwerte der Neigungswinkeländerungen an den 4 Pfeilern liefern Informationen über die Verformungscharakteristik der angrenzenden Brückenfelder. Die Verbundbrücke ist als Durchlaufträger ausgebildet worden. Folglich muss unter der Annahme einer in Brückenlängsrichtung konstanten Biegesteifigkeit  $EI$  an den Pfeilerstützstellen die Neigungstangente für die Verformungskurve des Endfeldes und des Brückenmittelfeldes gelten. In Abbildung 6.22 ist das Prinzip zur Berechnung der Verformungskurven aus den gemessenen Neigungswinkeln  $\beta$  und  $\chi$  visualisiert.

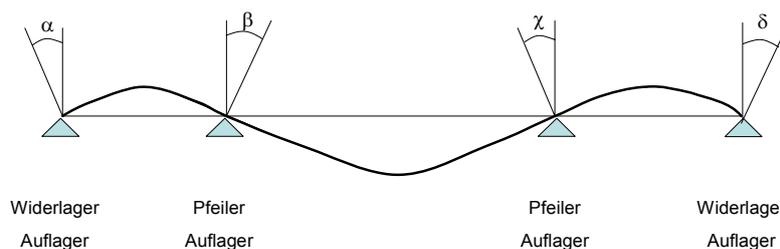


Abb. 6.22: Prinzipskizze zur Berechnung der vertikalen Brückenverformungen aus den gemessenen Neigungswinkeländerungen

Anhand eines Durchlaufträgerprogramms konnte aus den Neigungswinkeländerungen an den Stützstellen auf die Verformungsabweichungen innerhalb der Brücke geschlossen werden. Lediglich für Schädigungsmechanismen, die im Bereich der Stützstelle zu einer Steifigkeitsveränderung führen, kann diese Methode keinen eindeutigen Verformungszustand der Brücke widerspiegeln. In diesem Fall müssen für unstetige Bereiche Annahmen getroffen bzw. Informationen eines Berechnungsmodells hinzugezogen werden.

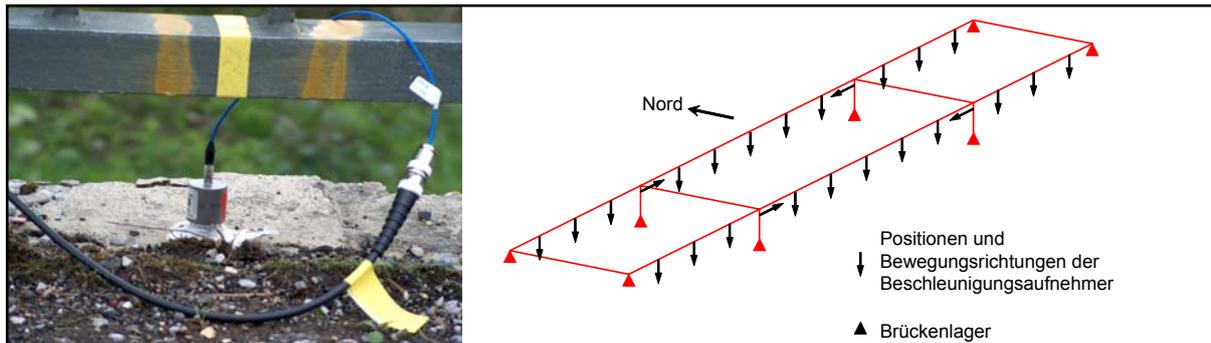


Abb. 6.23: Installation der Schwingungssensoren

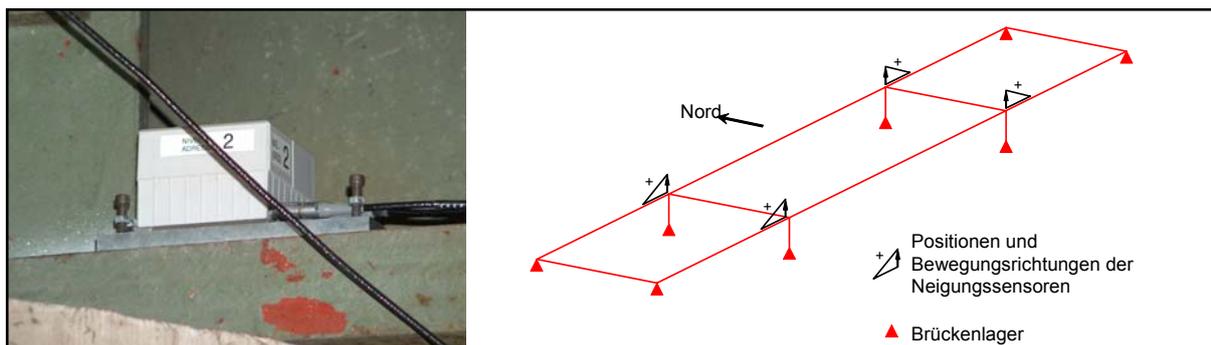


Abb. 6.24: Positionierung der Neigungssensoren

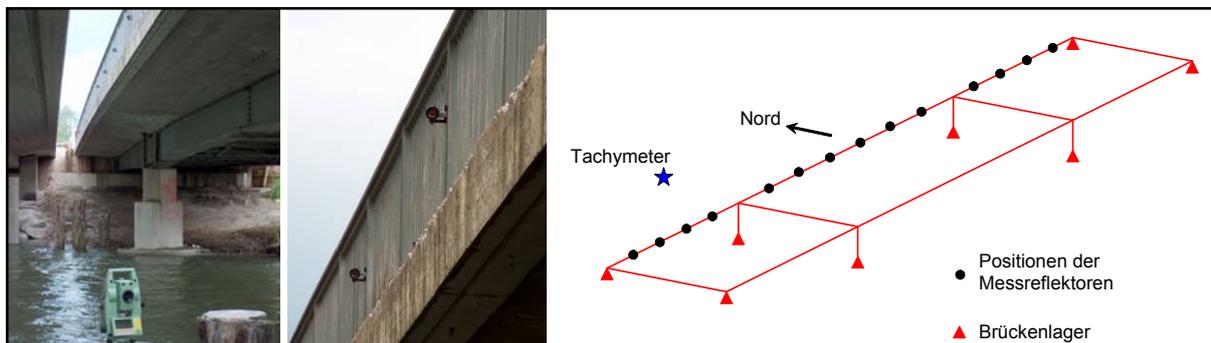


Abb. 6.25: Anordnung des Tachymeters und der Reflektoren

Das Tachymeter ist direkt neben der Brücke eingerichtet worden. Die einzelnen Reflektoren sind gemäß Abbildung 6.25 auf der Nordseite und in Längsrichtung an der Brücke angeordnet worden und waren bei jedem Lastfall direkt messbar. Das Tachymeter bietet eine Mess-

genauigkeit zur Überwachung von Verformungsänderungen von 1-2 mm (Punktmessgenauigkeit).

Sämtliche Messaufzeichnungen fanden ohne laufenden Verkehr statt. Eine Beeinflussung infolge klimatischer Effekte konnte durch den Vergleich von Messreihen unmittelbar vor und nach Einbau der Schädigungen ausgeschlossen werden. Der zeitliche Abstand zwischen den einzelnen Messungen lag unter einer Stunde. Diese Vorgehensweise ermöglichte die Identifikation der unmittelbar nach Schädigungseintritt sich einstellenden Strukturmodifikationen. Phänomene, die sich erst nach einiger Zeit innerhalb des Strukturverhaltens bemerkbar machen, wurden mit dieser Methode nicht erfasst. Die Schwingungsmessungen fanden auf der Basis einer ambienten Anregung infolge des Lärms und der Erschütterungen des laufenden Verkehrs auf der benachbarten neu erbauten Straßenbrücke statt. Die Voraussetzungen zur modalen Analyse nach Kapitel 5.2.2.2 konnten dadurch weitgehend gewährleistet werden.

### **6.3 Verformungsbasierte Messkampagne**

Die Grundlagen der verformungsbasierten Messkampagne im Zuge der Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach bilden die in Kapitel 5.1 dargestellten mechanischen Zusammenhänge. Durch steifigkeitsreduzierende Schäden innerhalb der Brücke resultieren modifizierte Verformungssituationen der Struktur. Gelingt es, messtechnisch die Veränderungen des Verformungszustands zu erfassen, können einerseits eine Schädigungsidentifizierung und andererseits eine Schädigungslokalisierung erfolgen. Von zentraler Bedeutung erweisen sich in diesem Zusammenhang die Genauigkeiten der verwendeten Messverfahren. Im Zuge der Schädigungstests wurden zur Erfassung der Verformungsänderungen der Brückenstruktur Neigungssensoren und ein Tachymeter eingesetzt.

#### **6.3.1 Zum Trag- und Verformungsverhalten der Verbundbrücke**

Zur Erkennung von Strukturveränderungen anhand des Verformungsbilds einer Tragstruktur werden detaillierte Kenntnisse über die Verformungscharakteristik des Tragwerks vorausgesetzt. Auf der Basis von numerischen Simulationsrechnungen kann das Verformungsverhalten der Tragstruktur analysiert werden.

##### **6.3.1.1 Verformungsverhalten unter Eigengewicht**

Das in Abbildung 6.26 dargestellte Verformungsbild der Verbundbrücke über die Loisach beschreibt die numerisch berechneten Vertikalverformungen unter Eigengewicht in farblichen

Schattierungen. Es liegt ein punktsymmetrisches Verformungsbild vor. Die maximalen vertikalen Deformationen unter Eigengewichtsbelastung erreichen in der Bauwerksmitte 28 mm.

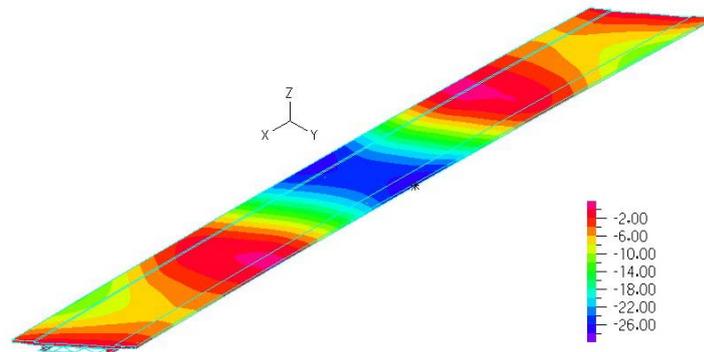
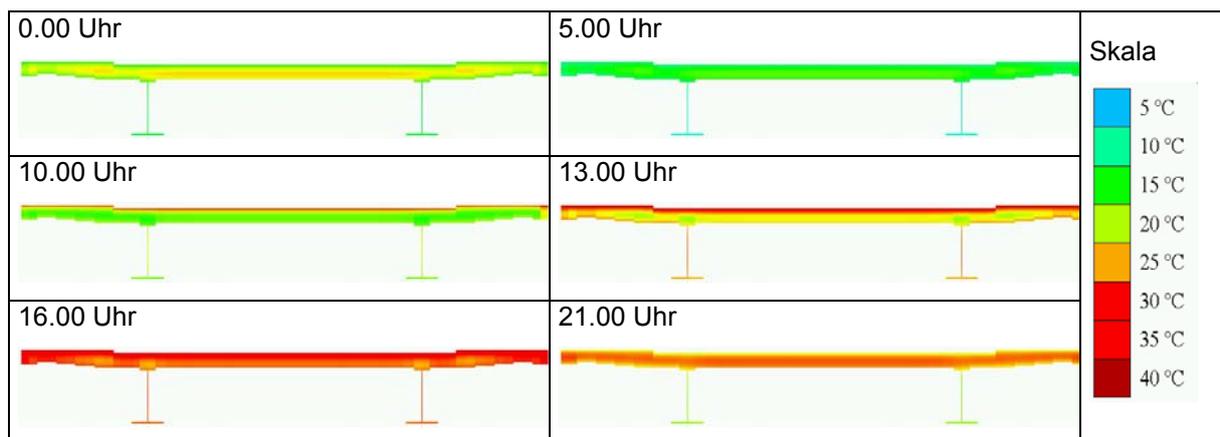


Abb. 6.26: Vertikalverformungen der Verbundbrücke infolge des Bauwerkseigengewichts in [mm]

6.3.1.2 Verformungsverhalten unter nicht-linearer, instationärer Temperaturbeanspruchung  
Klimabedingte Temperaturschwankungen beeinflussen das Verformungsverhalten der Brückenstruktur. Durch den ständigen Kontakt des Tragwerks mit der Umgebung stellen sich, bedingt durch die vorherrschenden Umgebungsbedingungen, nicht-lineare und instationäre Temperaturverteilungen innerhalb des Brückenquerschnitts ein. Die reale Temperaturverteilung kann auf der Grundlage der in Kapitel 4.1.1 und in [76] und [68] ausführlich beschriebenen Vorgehensweisen zur Simulation von realen Temperaturbeanspruchungen bestimmt werden. Die Ergebnisse von Simulationsrechnungen zur Berechnung der nicht-linearen Temperaturverteilungen innerhalb des Brückenquerschnitts sind in Tabelle 6.2 aufgezeigt.

Tab. 6.2: Berechnete Temperaturfelder zu ausgewählten Zeitpunkten eines Sommertages



Die Temperaturverteilungen innerhalb des Brückenquerschnitts zu ausgewählten Zeitpunkten eines Tagesgangs zeigen die farblichen Schattierungen der Grafiken in Tabelle 6.2. Es lässt sich feststellen, dass das Tragwerk an seiner Unterseite tiefere Temperaturen als an seiner Oberseite bzw. umgekehrt aufweist. Aufgrund dieser nicht-linearen Temperaturverteilung innerhalb des Querschnitts kommt es zu Zwängungen innerhalb der Struktur. Veränder-

te Verformungszustände sind die Folge. Auf der Basis der simulierten Temperaturfelder können die effektiv wirkenden vertikalen und horizontalen Temperaturunterschiede gemäß Kapitel 4.1.1 angegeben werden. Die Tagesgänge der vertikalen und der horizontalen Temperaturunterschiede ( $\Delta\theta_v$  und  $\Delta\theta_h$ ) innerhalb der Brückenquerschnitts können anhand der Simulationsergebnisse in Abbildung 6.27 beschrieben werden.

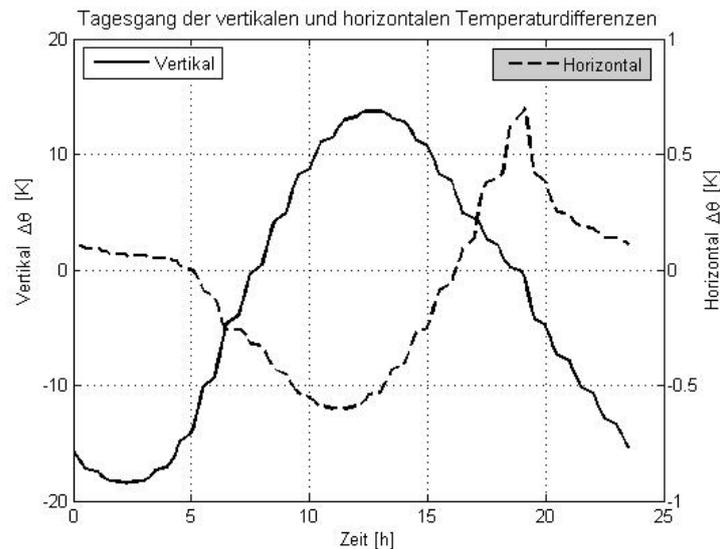


Abb. 6.27: Berechneter Tagesgang der vertikalen bzw. horizontalen Temperaturunterschiede

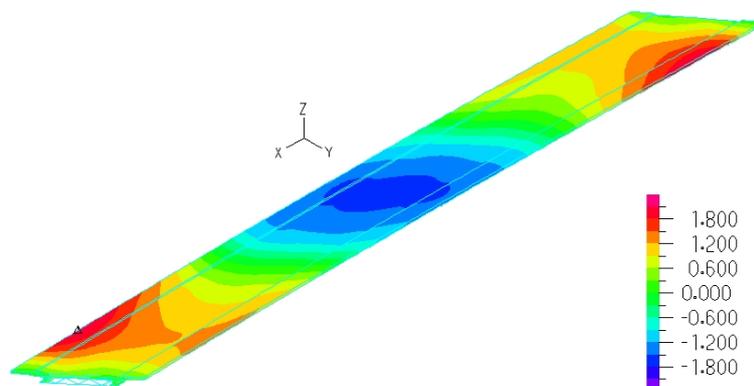


Abb. 6.28: Numerische Berechnung der Vertikalverformungen in [mm] (2.20 h nach Abb. 6.27)

Die numerisch simulierten, nicht-linearen Temperaturfelder werden als Beanspruchung auf das in Kapitel 6.1.2 beschriebene Finite-Elemente-Modell aufgegeben. Dadurch kann der Verformungsanteil der Tragstruktur infolge klimatischer Einflüsse zu definierten Zeitpunkten ermittelt werden. Das Ergebnis einer numerischen Berechnung der temperaturbedingten Verformungsanteile lässt sich für den betrachteten Zeitpunkt gemäß Abbildung 6.28 beispielsweise angeben.

### 6.3.2 Progressive Schädigungstests

Das folgende Kapitel beschreibt die Ergebnisse der progressiven Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach gemäß den Beschreibungen der Schädigungsszenarien nach Kapitel 6.2. Neben der Identifizierung von Veränderungen innerhalb der Verformungssituation war das Augenmerk auf die Fragestellung nach dem Ort der Schädigungen im Zuge der Auswertung der Schädigungstests gerichtet.

#### 6.3.2.1 Schädigungsszene Nr. 1 – Lagersetzung

Die Setzungsbewegung des Lagers L7 nach Abbildung 6.29 ist im Zuge der Schädigungstests als erster Lastfall untersucht worden. Die Verformungsänderungen wurden mit vier Neigungssensoren N1 bis N4 und auf der Nordseite der Brücke über 14 Reflektoren anhand des Tachymeters erfasst. Eine Übersichtsskizze zum Schädigungslastfall Nr. 1 gemäß Tabelle 6.1 ist in Abbildung 6.29 aufgezeigt.

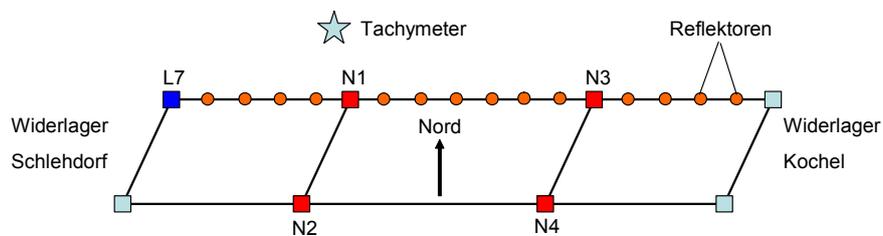


Abb. 6.29: Prinzipskizze zu Lastfall Nr. 1

Abbildung 6.30 enthält die direkten Messergebnisse der Neigungssensoren. Unter Berücksichtigung des positiven Drehrichtungssinns der Sensoren nach Abbildung 6.24 zeigt vor allem der Sensor N1 die größte Verdrehungswinkeländerung auf. Anhand der registrierten Neigungswinkeländerungen kann das korrespondierende Verformungsbild der vollständigen Brückenstruktur gemäß Abbildung 6.31 visualisiert werden. Die Auswirkungen des Absenkens des Lagers Nr. L7 auf die Baustruktur können deutlich identifiziert werden.

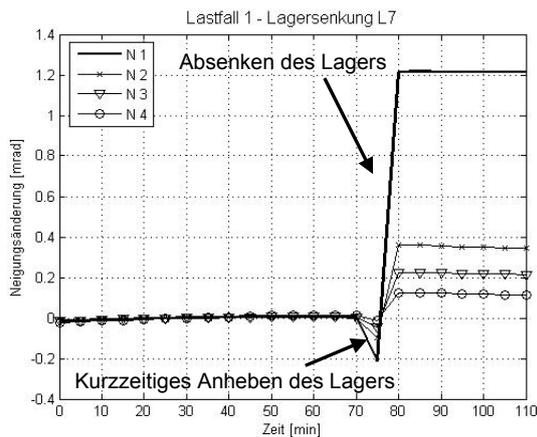


Abb. 6.30: Gemessene Neigungswinkel Lastfall 1

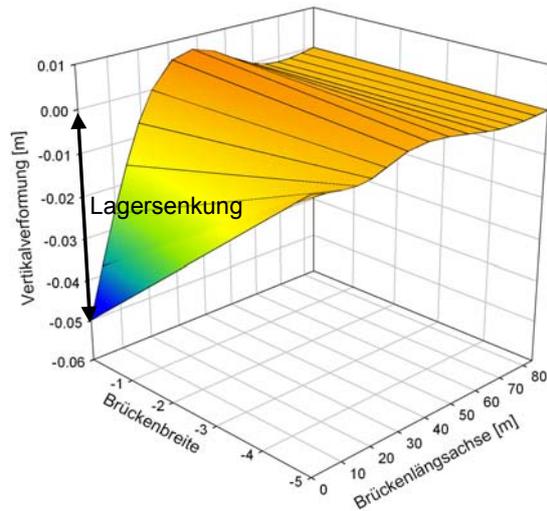


Abb. 6.31: Identifizierter Verformungszustand Lastfall 1

Die Ergebnisse der Tachymetermessungen bestätigen die veränderte Verformungssituation des Tragwerks eindeutig. Die resultierende Verformungslinie der Brückennordseite ist u.a. in Abbildung 6.33 aufgezeigt.

Die Verifizierung der Messergebnisse der verformungsbasierten Strukturüberwachung erfolgt auf der Basis des numerischen Simulationsmodells. Der Lastfall Lagersenkung ist im Folgenden als Belastung auf das Finite-Elemente-Modell aufgegeben worden. Das resultierende Verformungsbild zeigt die Abbildung 6.32 anhand farblich abgeschatteter Deformationsbereiche.

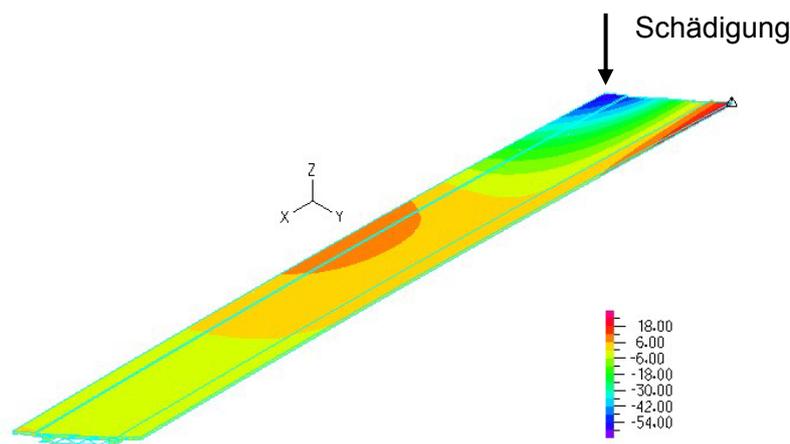


Abb. 6.32: Numerisch berechneter Verformungszustand des Lastfalls 1 [mm]

Der direkte Vergleich zwischen den Messwerten und der numerischen Simulation weist hohe Übereinstimmung auf. Die Abbildung 6.33 präsentiert für die Nordseite bzw. die Südseite der Brückenkonstruktion den Vergleich zwischen Messung und Berechnung.

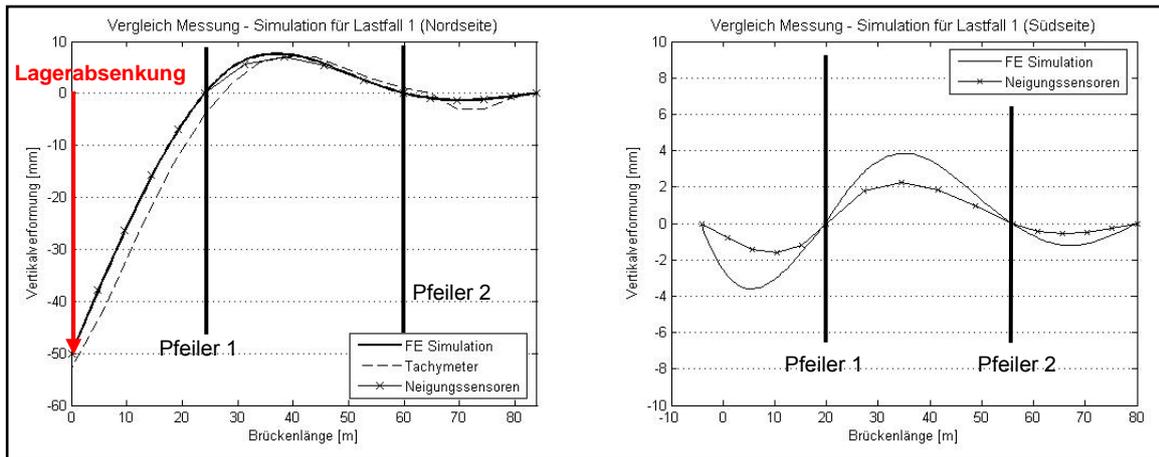


Abb. 6.33: Vergleich zwischen Berechnung und Messung auf der Nord- bzw. Südseite

Zur Quantifizierung der Formgleichheit zwischen der berechneten und den gemessenen Verformungskurven wird der MAC-Wert angegeben. Gemäß Abschnitt 5.2.2.2 repräsentiert dieser Wert zwischen 0 und 1 das Maß der Gleichartigkeit von zwei Eigenvektoren. Der reelle Eigenvektor gibt die Verformungsbeziehungen für eine bestimmte Eigenfrequenz der Struktur an den gemessenen Punkten wieder. Die gemessenen und berechneten Verformungskurven der statischen Messungen repräsentieren ebenfalls Vektoren. Somit lässt sich der MAC-Wert zur Prüfung der Übereinstimmung zweier Deformationskurven der Tragwerks anwenden. Gute Übereinstimmung zwischen den analysierten Verformungsvektoren liegt für MAC-Werte über 0,9 vor.

MAC-Werte zwischen FE-Berechnung und der Messung

MAC zwischen FEM und Tachymeter (Nordseite) : **0,98**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Nordseite): **0,99**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Südseite): **0,95**

Für die Verformungsänderungen der Brücke lässt sich feststellen, dass die angewendeten Messverfahren das Schädigungsszenario eindeutig identifizieren können. Darüber hinaus zeigt sich anhand der Messauswertungen, dass die Ursache bzw. der Schädigungsort direkt lokalisiert werden kann.

### 6.3.2.2 Schädigungsszene Nr. 2 – Lagersetzung

Der Schädigungslastfall Nr. 2 ist durch die Lagersetzung des Lagers L1 auf der gegenüberliegenden Widerlagerseite verglichen mit Lastfall Nr. 1 gekennzeichnet. Die Verformungsänderungen sind in Bezug auf die Nullmessung im ungeschädigten Zustand ausgewertet worden. Analog zum Schädigungsfall Nr. 1 ist die Deformation der Struktur anhand der Nei-

gungssensoren und des Tachymeters erfasst worden. Eine Übersicht zu den Randbedingungen der Schädigungsszene Nr. 2 lässt sich aus Abbildung 6.34 ableiten.

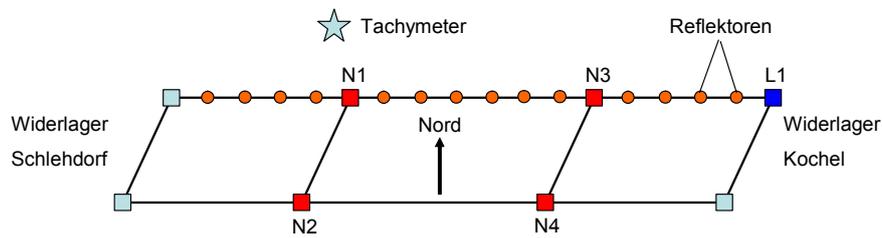


Abb. 6.34: Prinzipskizze zu Lastfall 2

Aus den Winkeländerungen der Neigungssensoren gemäß Abbildung 6.35 lassen sich Umlagerungen innerhalb der Struktur feststellen. Unter Berücksichtigung der aufgezeigten Verdrehungswinkel kann die resultierende Verformungsfigur des Tragwerks nach Abbildung 6.36 visualisiert werden.

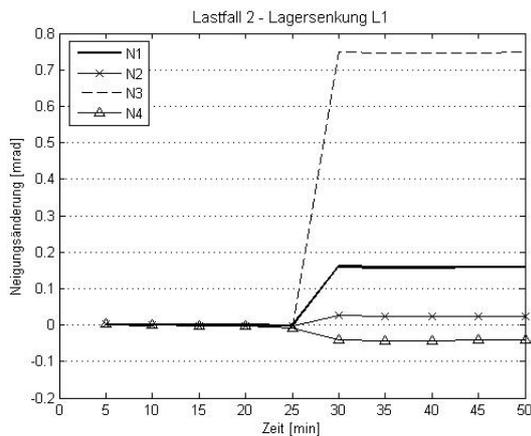


Abb. 6.35: Neigungsänderungen aus Lastfall 2

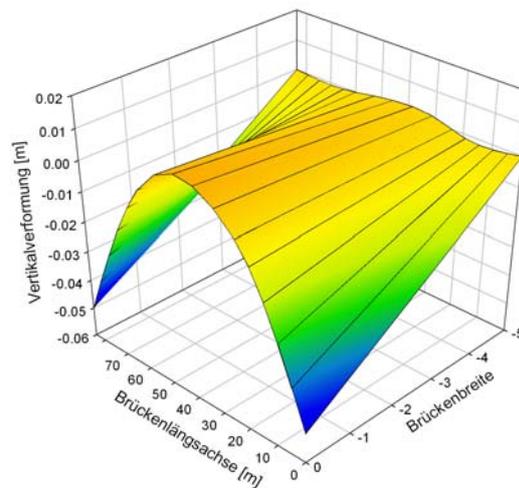


Abb. 6.36: Identifizierter Verformungszustand aus Lastfall 2

Die Tachymeterwerte bestätigen die Änderungen der Verformungssituation auf der Nordseite der Brücke. Eine direkte Gegenüberstellung der gemessenen Verformungswerte ist u.a. in Abbildung 6.38 zu sehen.

Die Verifizierung der Messergebnisse erfolgt auf der Basis des numerischen Simulationsmodells. Die numerisch berechneten Deformationen des Brückenüberbaus infolge der Lastfälle 1 und 2 zeigt die Abbildung 6.37 anhand farblicher Schattierungen auf.

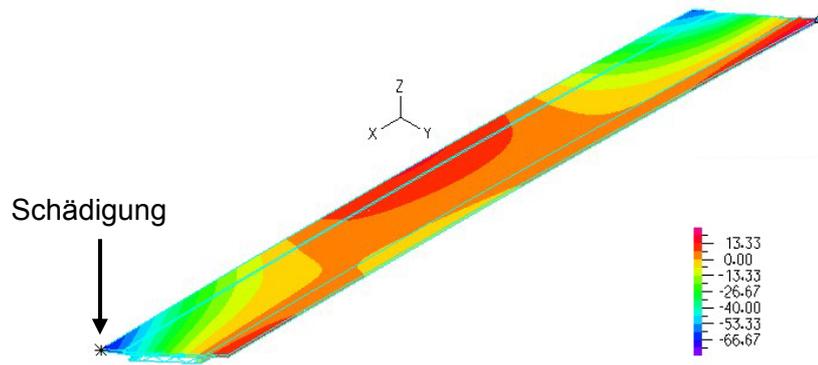


Abb. 6.37: Berechnete Verformungen aus Lastfall Nr. 2 [mm]

Der Vergleich zwischen den Messwerten und der Finite-Elemente-Analyse zeigt ein hohes Maß an Übereinstimmung. Die gemessenen und berechneten Biegelinien sind in Abbildung 6.38 präsentiert. Sowohl für die Nordseite wie für die Südseite der Brückenstruktur ergeben sich nahezu deckungsgleiche Verformungsänderungen infolge der Schädigungsszene Nr. 2.

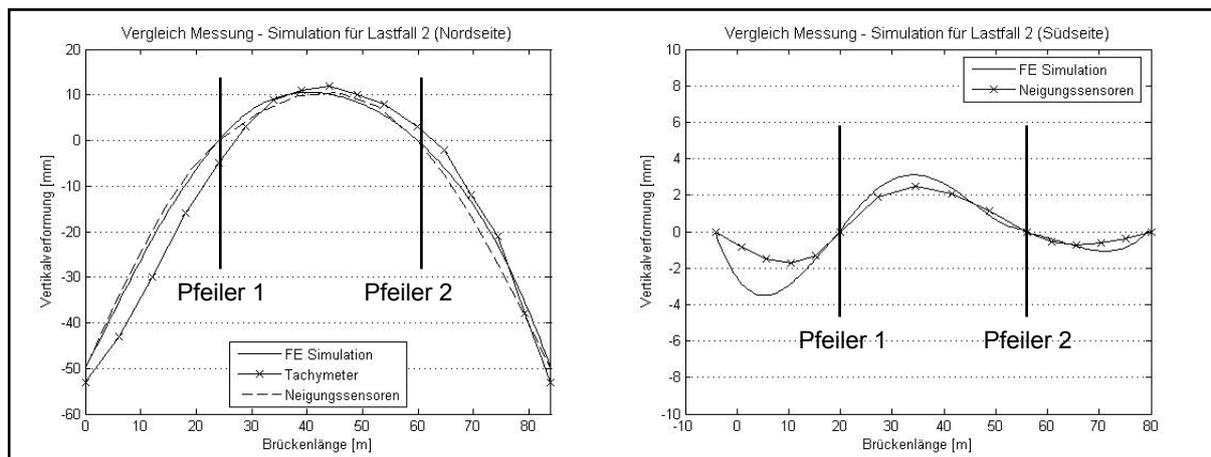


Abb. 6.38: Vergleich zwischen Berechnung und Messung auf der Nord- bzw. Südseite

Die Gleichartigkeit der berechneten und gemessenen Verformungskurven kann analog Lastfall 1 anhand der MAC-Werte angegeben werden.

MAC-Werte zwischen FE-Berechnung und der Messung

MAC zwischen FEM und Tachymeter (Nordseite) : **0,97**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Nordseite): **0,99**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Südseite): **0,89**

### 6.3.2.3 Schädigungsszene Nr. 3 – Lagersetzung

In einem weiteren Schädigungslastfall ist das Lager L2 abgesenkt worden. Eine Übersicht über die Gegebenheiten der Schädigungsszene Nr. 3 ist in Abbildung 6.39 demonstriert. Anhand der Messsituation an der Brückenkonstruktion kann erkannt werden, dass die wesentlichen Änderungen der Verformungssituation auf der Südseite der Brücke zu erwarten sind.

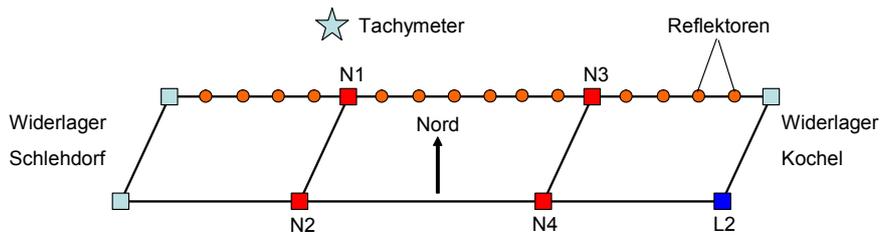


Abb. 6.39: Prinzipskizze zu Lastfall 3

Die registrierten Neigungswinkeländerungen der vier Sensoren sind in Abbildung 6.40 beschrieben. Die resultierende Verformungssituation lässt sich aus den aufgezeichneten Winkeländerungen gemäß Abbildung 6.41 ableiten.

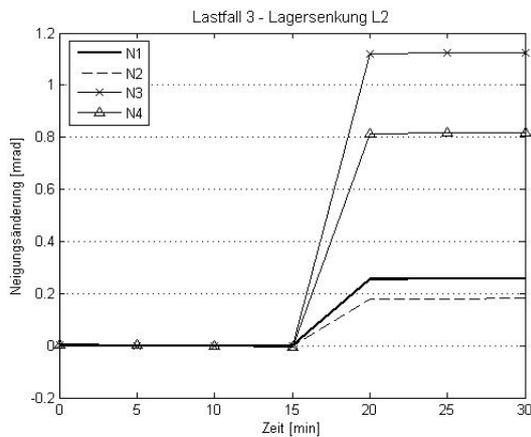


Abb. 6.40: Neigungsänderungen aus Lastfall 3

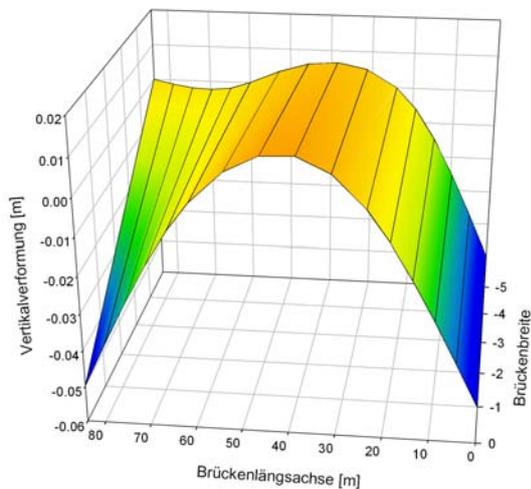


Abb. 6.41: Identifizierte Verformungsänderung aus Lastfall 3

Zur Verifizierung der Messergebnisse erfolgt eine Simulationsrechnung der Schädigungsszene auf der Basis des numerischen Modells. Die berechneten Deformationen korrespondieren mit den farblichen Schattierungen der Abbildung 6.42.

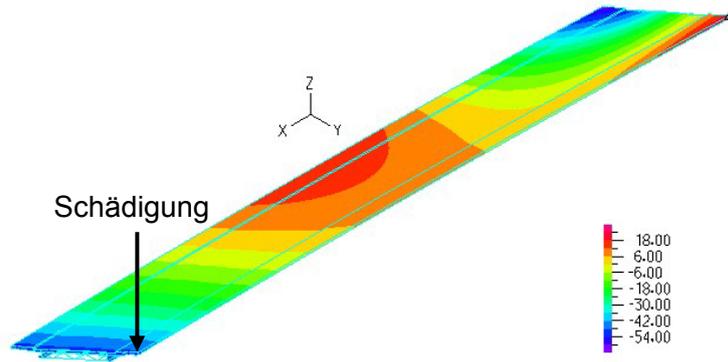


Abb. 6.42: Berechnete Verformungen Lastfall Nr. 3 [mm]

Ein direkter Vergleich zwischen den Messwerten und den Berechnungsergebnissen kann die Frage nach der Identifizierbarkeit des Schädigungslastfalls Nr. 3 beantworten. Abbildung 6.43 zeigt die Übereinstimmung zwischen der Simulationsrechnung und der realen Verformungsänderung. Darüber hinaus kann anhand der Verformungskurven der Abbildung 6.43 die Vermutung bestätigt werden, dass die wesentlichen Verformungsänderungen auf der Brückensüdseite auftraten.

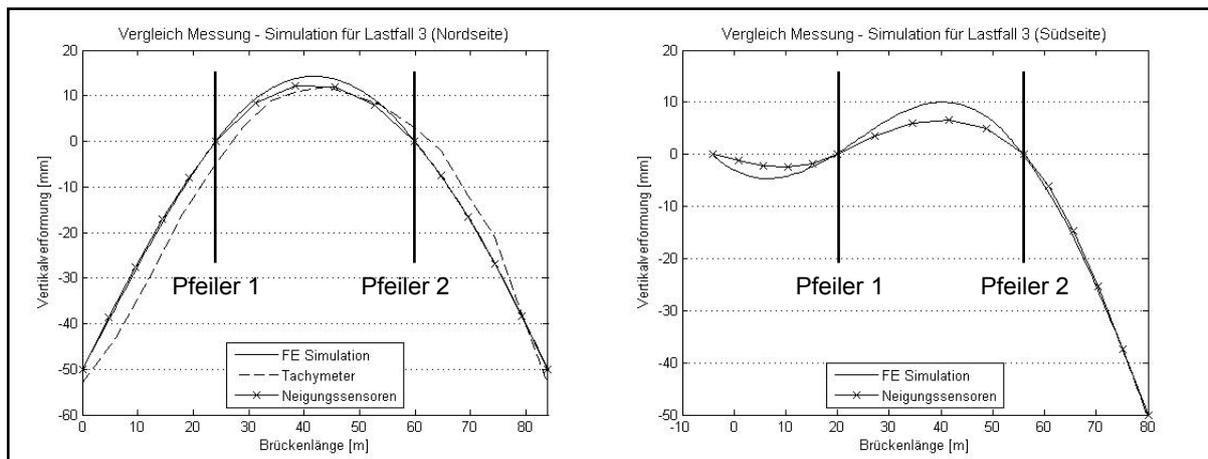


Abb. 6.43: Vergleich zwischen Berechnung und Messung auf der Nord- bzw. Südseite

Das Maß der Übereinstimmung zwischen der FE-Analyse und der Messung lässt sich anhand der MAC-Werte beschreiben.

MAC-Werte zwischen FE-Berechnung und der Messung

MAC zwischen FEM und Tachymeter (Nordseite) : **0,96**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Nordseite): **0,99**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Südseite): **0,99**

6.3.2.4 Schädigungsszene Nr. 4 – Querträgerversagen

Eine Skizze zur Schädigungsszene ist in Abbildung 6.44 dargestellt. Die erwarteten Verformungsänderungen fallen im Vergleich zu den Messungen der Lastfälle 1 bis 3 wesentlich geringer aus und liegen unterhalb der Messgenauigkeit des Tachymeters. Aus diesem Grund sind lediglich die Messwerte der Neigungssensoren zur Schädigungsidentifizierung herangezogen worden.

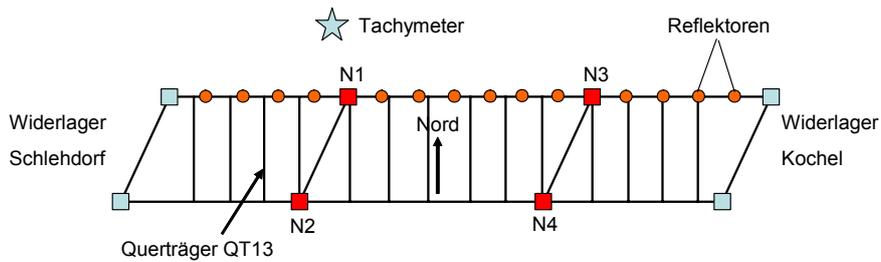


Abb. 6.44: Prinzipskizze Lastfall 4

Die Messergebnisse der Neigungssensoren zeigen gemäß Abbildung 6.45 Winkeländerungen in der Größenordnung von 0,01 bis 0,03 mrad auf. Werden die registrierten Neigungsänderungen analysiert, resultiert die in Abbildung 6.46 dargestellte Verformungsfigur.

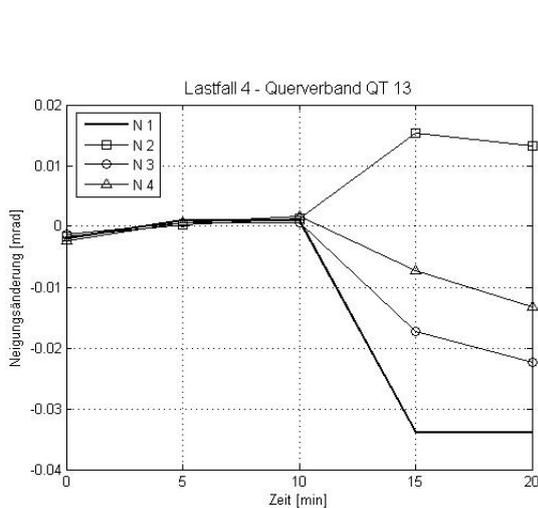


Abb. 6.45: Neigungsänderungen infolge Lastfall 4

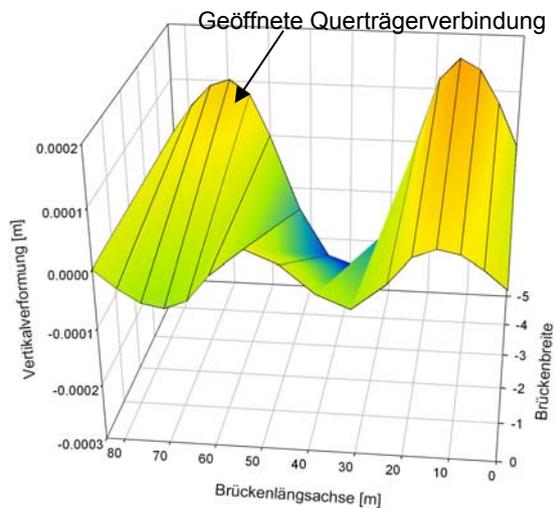


Abb. 6.46: Identifizierte Verformungsänderung aus Lastfall 4

Anhand der Messergebnisse der Neigungssensoren wird ersichtlich, dass der Ausfall eines Querträgers anhand der Verformungsänderungen innerhalb der Struktur nur bedingt zu identifizieren ist. Die maximalen vertikalen Deformationswerte erreichen in der Brückenmitte 0,2 mm. Die Ursache der dargestellten geringfügigen Modifikationen innerhalb der Verformungsfigur ist durch die Tatsache zu begründen, dass die Verbindungen der Querverbände

an die beiden Hauptträger nur einseitig geöffnet wurden. Dadurch lagerte sich das gesamte Eigengewicht des Querträgers auf eine Seite des Tragwerks um. Der andere Hauptträger beteiligte sich nicht mehr an der Lastabtragung des Querverbands.

Die idealen Randbedingungen der Schädigungstests ermöglichten auf der Grundlage der Neigungssensoren eine Identifikation der äußerst geringen Strukturmodifikation infolge des Querträgersversagens. Es ist allerdings anzumerken, dass dieser Schädigungsfall in der Realität nicht identifizierbar wäre. Aus der Berücksichtigung der klimatischen Temperatureinflüsse auf das Verformungsverhalten der Baustruktur resultieren Toleranzen, die mit hoher Wahrscheinlichkeit größer sind als die zu identifizierenden Deformationen des Schädigungslastfalls Nr. 4.

#### 6.3.2.5 Schädigungsszene Nr. 5 - Spanngliedausfall

Der Ausfall eines Spannglieds wurde in dem Schädigungslastfall Nr. 5 untersucht. Dabei ist ein Spannglied an der in Abbildung 6.47 markierten Position durchtrennt worden. Der modifizierte Verformungszustand ist anhand der Neigungssensoren aufgezeichnet worden. Das Tachymeter konnte wie in Lastfall Nr. 4 aufgrund der Messungenauigkeit nicht eingesetzt werden.

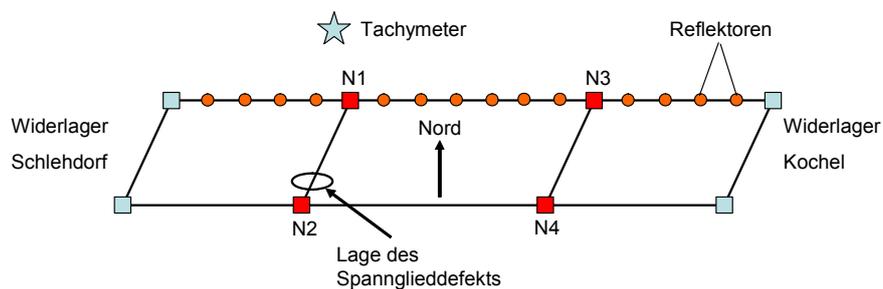


Abb. 6.47: Prinzipskizze zu Lastfall 5

Die Messwerte der Neigungssensoren weisen für den Lastfall 5 gemäß Abbildung 6.48 eine Größenordnung von 0,006 bis 0,014 mrad auf. Anhand der Winkeländerungen kann der in Abbildung 6.49 dargestellte Verformungszustand visualisiert werden.

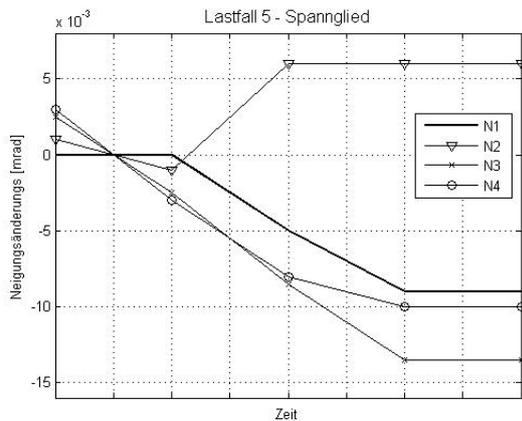


Abb. 6.48: Neigungsänderungen infolge Lastfall 5

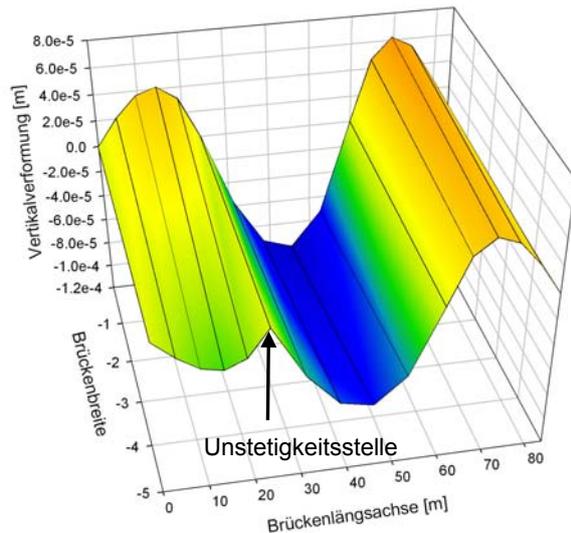


Abb. 6.49: Verformungsfigur zu Lastfall 5

Es ist festzustellen, dass die registrierten Verformungsänderungen infolge des Spanngliedversagens äußerst gering ausfallen. Analog zu den Ausführungen für den Lastfall Nr. 4 lässt sich anmerken, dass die in Abbildung 6.49 dargestellten Strukturmodifikationen ausschließlich unter den idealen Randbedingungen der Schädigungstests zu identifizieren sind. Ein Erkennen der Strukturveränderungen aus laufend aufgezeichneten Messdaten ist mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht möglich. Das Ergebnis dieser Messung zeigt dennoch das Potenzial der verformungsbasierten Monitoringmethode deutlich auf. Wird die Tatsache vernachlässigt, dass die eingetretenen Verformungsänderungen zu gering für eine zuverlässige Identifikation sind, zeigen die registrierten Umlagerungen innerhalb der Struktur den Ort der Schädigung eindeutig an. Unter Berücksichtigung einer steten Weiterentwicklung der bestehenden Messverfahren zur Verformungsüberwachung von Brückentragwerken kann das Potenzial dieses Monitoringkonzepts verdeutlicht werden.

Die Verifizierung der Messergebnisse fand auf der Basis eines numerischen Simulationsmodells statt. Die verwendeten linearen Materialgesetze ermöglichten im Zuge des Lastfalls „Spanngliedausfall“ nur eine indirekte Abbildung im Berechnungsmodell. Dabei wurde der Anteil des ausgefallenen Spannglieds an der gesamten Querschnittstragfähigkeit bestimmt. Diese ausgefallene Tragfähigkeit ist als lokale Beanspruchung im Bereich des geschädigten Spannglieds auf das Finite-Elemente-Modell definiert worden. Infolge der örtlich angreifenden Belastung lässt sich anhand des Simulationsmodells ein Deformationszustand bestimmen, der nach Abbildung 6.50 hohe Übereinstimmung mit den Messwerten zeigt. Die Abweichungen zwischen den Messwerten und Berechnungsergebnissen zwischen einer Bauwerkslängsposition von 24 m bis 45 m gemäß Abbildung 6.50 beruhen auf der Tatsache, dass in diesem Bereich kein direkter Messwert zur Verfügung steht und die dargestellte Verformungskurve in diesem Bereich interpoliert wird.

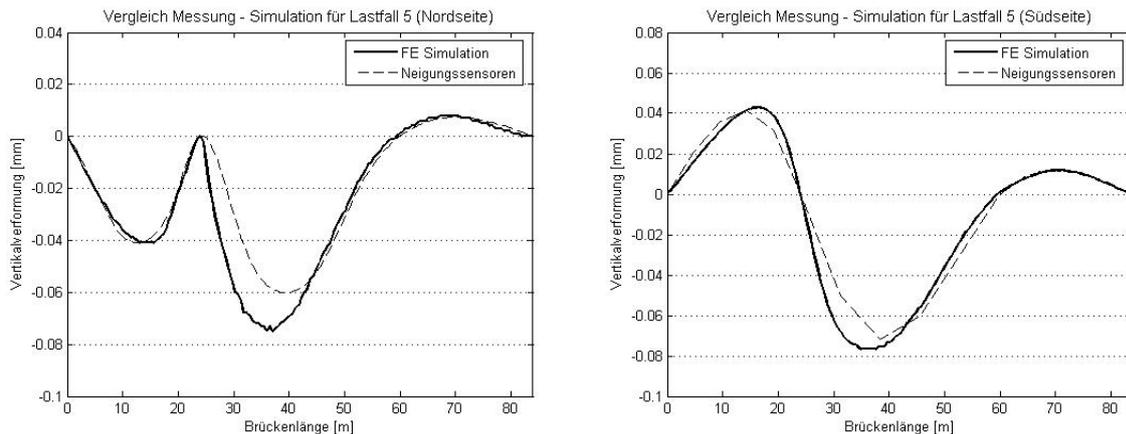


Abb. 6.50: Vergleich zwischen Berechnung und Messung auf der Nord- bzw. Südseite

Die Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen und den Messwerten kann analog der vorangegangenen Lastfälle anhand der MAC-Werte demonstriert werden.

MAC-Werte zwischen FE-Berechnung und der Messung

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Nordseite) : **0.96**

MAC zwischen FEM und Neigungssensor (Südseite) : **0.97**

#### 6.3.2.6 Schädigungsszene Nr.6 – Querträgerversagen

Die Messergebnisse des Schädigungslastfalls Nr. 6 zeigten keine erkennbaren Verformungsgrößen auf. Diese Tatsache lässt sich dadurch begründen, dass der Querverband Nr. 12 lediglich an der unteren Strebe geöffnet wurde und es folglich zu keiner messbaren Umlagerung des Eigengewichts des Querträgers innerhalb der Brückenstruktur verglichen mit Schädigungslastfall Nr. 4 gekommen war.

### 6.3.3 Zusammenfassung: Verformungsbasiertes Monitoring

Das verformungsbasierte Monitoringkonzept konnte im Zuge der progressiven Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach erfolgreich umgesetzt werden. Die aus den Verformungsmessdaten gewonnenen Informationen liefern wichtige Daten zur Zustandsüberwachung der Tragstruktur. In einem ersten Arbeitsschritt konnten die in das Brückenbauwerk initiierten Schädigungsszenarien anhand der Veränderungen der Verformungswerte identifiziert werden. Eine weiterführende Analyse der Verformungsdaten ermöglichte eine hinreichend genaue Lokalisierung der untersuchten Defekte. Die Ortung der Schadensstellen basiert auf einer Analyse der resultierenden Verformungsdifferenzen der Struktur. Auf der Basis eines detaillierten numerischen Rechenmodells gelang es darüber hinaus, die identifizierten und lokalisierten Schäden hinsichtlich des Schadenumfangs zu bewerten. Die Quanti-

fizierung der Schäden erfolgt anhand einer laufenden Anpassung des numerischen Rechenmodells an die gemessenen Bauwerksinformationen. Über laufende messtechnische Kontrollen gelingt es darüber hinaus, die aktuelle Bauwerksentwicklung zu dokumentieren. Diese Informationen sind bei der Beantwortung von Fragen über die verbleibende Nutzungsdauer einer Brücke von großem Nutzen.

## 6.4 Schwingungsbasierte Messkampagne

### 6.4.1 Modale Identifizierung

Im Zuge der schwingungsbasierten Vorgehensweise zur Schädigungsidentifizierung war eine modale Erfassung des Schwingungsverhaltens der Verbundbrücke über die Loisach von grundlegender Bedeutung. Bei der detaillierten Schwingungsmessung sind die Eigenfrequenzen, die Eigenschwingungsformen und das Dämpfungsverhalten der Struktur bestimmt worden.

#### 6.4.1.1 Schwingungsmessung am Bauwerk

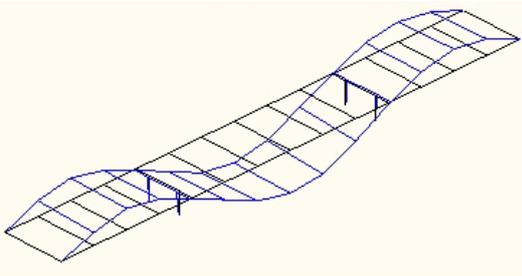
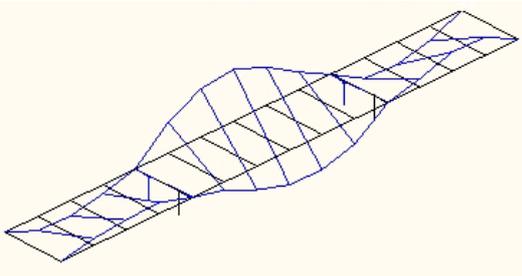
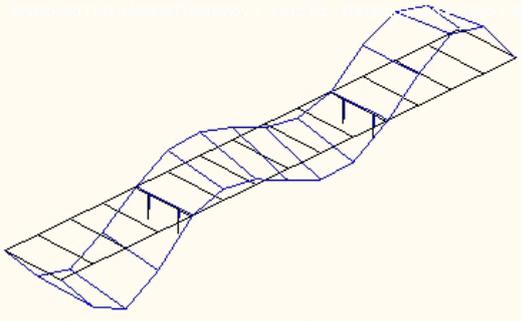
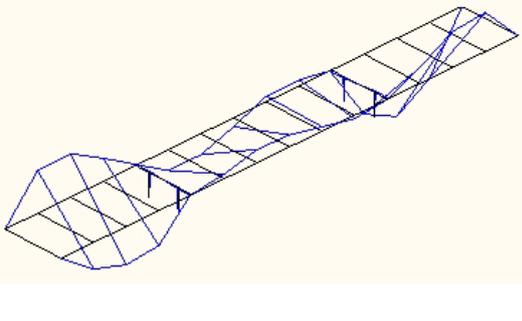
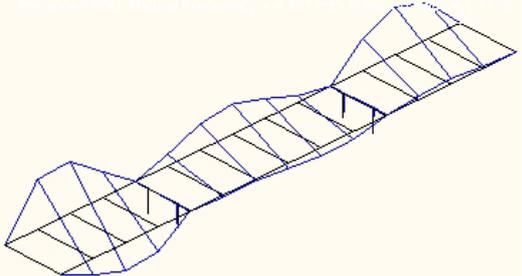
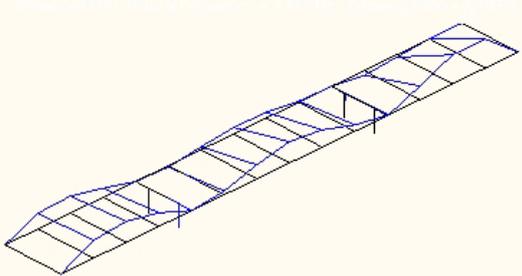
Die Schwingungsidentifizierung erfolgte mit insgesamt 26 seismischen Beschleunigungsaufnehmern, deren Messpositionen am Tragwerk der Abbildung 6.21 zu entnehmen sind. Mit der gewählten hohen Anzahl von Sensoren am Tragwerk konnte eine detaillierte Darstellung der einzelnen Eigenschwingungsformen erarbeitet werden.



Abb. 6.51: Installation der Schwingungssensoren    Abb. 6.52: Befestigung der Sensoren mit Klebstoff

Die Installation der Sensoren am Tragwerk kann den Abbildungen 6.51 und 6.52 entnommen werden. Die Sensoren wurden dabei mit Klebstoff auf der Struktur befestigt. Eine modale Auswertung der Messschriebe mit dem Programmsystem nach [6] lieferte die modalen Kenngrößen der Struktur. Zur Anregung der Brücke wurden ausschließlich ambiente Randbedingungen genutzt. Die theoretischen Grundlagen zur Schwingungsanalyse können Kapitel 5.2.2.2 entnommen werden. Die ausgewerteten Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen der Verbundbrücke sind in der Tabelle 6.3 dargestellt.

Tab. 6.3: Darstellung der gemessenen Eigenfrequenzen und der korrespondierenden Eigenformen aus der Referenzmessung

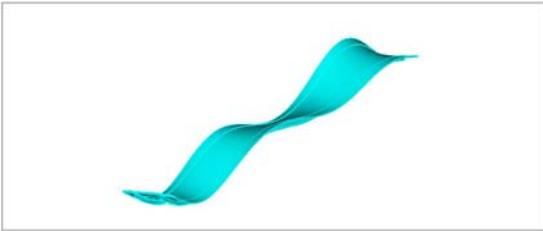
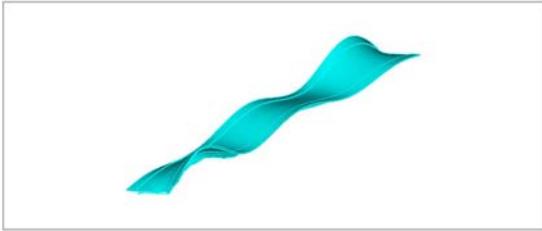
1. Eigenform: 2.320 Hz 	2. Eigenform: 2.748 Hz 
3. Eigenform: 3.812 Hz 	4. Eigenform: 4.032 Hz 
5. Eigenform: 4.487 Hz 	6. Eigenform: 4.728 Hz 

Neben der experimentellen Schwingungsmessung ist eine numerische Modalanalyse durchgeführt worden.

#### 6.4.1.2 Numerische Analyse

Auf der Grundlage des diskretisierten, numerischen Modells nach Kapitel 6.1.2 in Verbindung mit den physikalischen Materialfestigkeiten der verwendeten Materialien konnte eine numerische Modalanalyse des Systems erfolgen. Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem nach [1] durchgeführt. Die berechneten Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen sind in Tabelle 6.4 aufgezeigt.

Tab. 6.4: Darstellung der berechneten Eigenfrequenzen und der zugehörigen Eigenformen

1. Eigenform: 2.439 Hz 	2. Eigenform: 2.907 Hz 
3. Eigenform: 4.054 Hz 	4. Eigenform: 4.371 Hz 
5. Eigenform: 4.819 Hz 	6. Eigenform: 5.009 Hz 

Aus einem qualitativen Vergleich der gemessenen und der berechneten Eigenfrequenzwerte und der Eigenschwingungsformen des Brückensystems kann eine gute Gleichförmigkeit erkannt werden. Die Abbildung 6.53 verdeutlicht das hohe Maß an Übereinstimmung zwischen der Messung und den Berechnungsergebnissen. Die berechneten MAC-Werte zwischen den einzelnen Eigenvektoren liegen zwischen 0,9 und 1,0. Gemäß Abschnitt 5.2.2.2 korrelieren zwei Vektoren zueinander für MAC-Werte über 0,9.

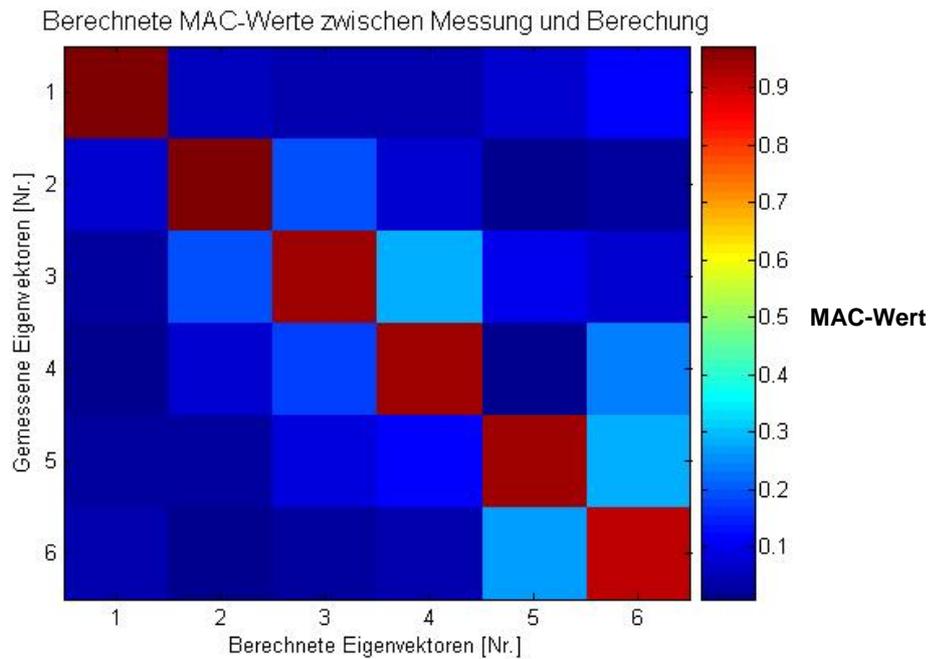


Abbildung 6.53: MAC Tabelle zwischen den gemessenen und den berechneten Eigenvektoren

Tab. 6.5: Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzwerte

Eigenform	Gemessen [Hz]	Errechnet [Hz]	Abweichung	
			absolut [Hz]	prozentual [%]
1	2.320	2.439	0.119	4.88
2	2.748	2.907	0.159	5.47
3	3.812	4.054	0.242	5.97
4	4.032	4.371	0.339	7.76
5	4.487	4.819	0.332	6.89
6	4.728	5.009	0.281	5.61

Lediglich die in Tabelle 6.5 gegenübergestellten Frequenzwerte zeigen für die ersten sechs Eigenfrequenzen eine konstante Abweichung von ca. 4-7 % auf. Die geringfügigen Abweichungen der Eigenfrequenzwerte zwischen der Messung und der Berechnung können auf die im nachfolgenden Kapitel 6.4.2 erläuterten Einflüsse zurückgeführt werden. Für die schwingungsbasierten Messreihen wurden jeweils 15-minütige Aufzeichnungen gespeichert. Dadurch ergibt sich eine Frequenzauflösung gemäß Kapitel 5.2.4.1 von ca. 0.001 Hz.

## 6.4.2 Berücksichtigung klimatischer Einflüsse

### 6.4.2.1 Temperatureinflüsse auf das Schwingungsverhalten von Tragkonstruktionen

Im Vorfeld der Schädigungstests an der Verbundbrücke Schlehdorf ist eine Langzeitüberwachung der Eigenfrequenzwerte des Brückentragwerks durchgeführt worden. Im Rahmen dieser Studie wurde über einen Zeitraum von 5 Monaten (Anfang Oktober 2003 bis Anfang April 2004) das Schwingungsverhalten der Brücke kontinuierlich erfasst. Zeitgleich wurden die Umgebungs- und die Bauwerkstemperaturen an ausgewählten Messpunkten aufgezeichnet. Das zur Langzeitmessung eingesetzte Messsystem bestand aus insgesamt zwei Beschleunigungsaufnehmern und fünf Temperaturfühlern. Während die Messwerterfassung der Temperaturfühler gemäß Abbildung 6.55 direkt an dem Brückenbauwerk installiert wurde, konnte der Messcomputer zur Aufzeichnung und zur Onlineauswertung in einem 30 m entfernten Baucontainer eingerichtet werden. Ein Überblick zur Anordnung der Temperatursensoren zeigt die Abbildung 6.53. Die Positionen der Sensoren beschreiben die durchschnittlichen Temperaturen der einzelnen Bauwerkskomponenten. Gemäß Anhang A4 in Kombination mit den Ergebnissen in Abbildung 6.54 repräsentiert die gewählte Sensorplatzierung zur Erfassung der Betontemperatur annähernd die durchschnittliche Temperatur des gesamten Brückenquerschnitts. In den Abbildungen 6.55 bis 6.58 sind die Komponenten zur Erfassung der Temperaturen, die Temperaturfühler zur Messung der Beton- sowie der Asphalttemperatur und ein Schwingungsaufnehmer erkennbar.

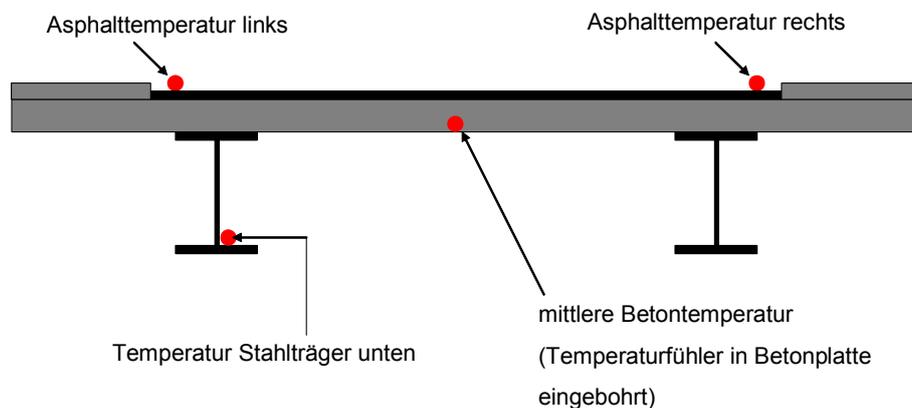


Abb. 6.53: Anordnung der Temperatursensoren im Brückenquerschnitt

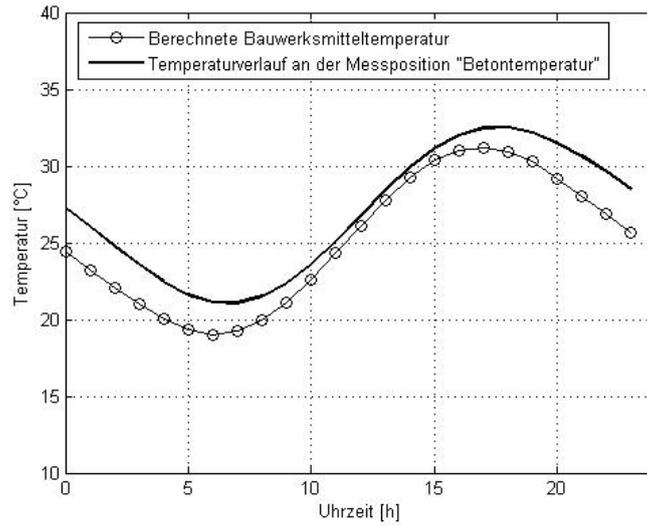


Abb. 6.54: Vergleich zwischen simulierter mittlerer Brückentemperatur und lokaler simulierter Temperatur am Messpunkt „Beton“



Abb. 6.55: Datenlogger zur Temperaturerfassung



Abb. 6.56: Messung der Betontemperatur

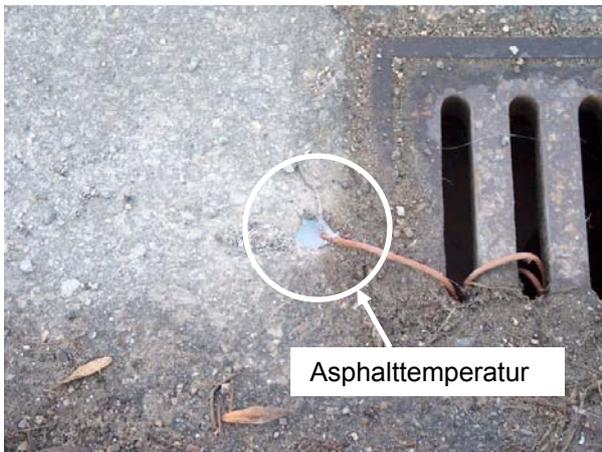


Abb. 6.57: Aufzeichnung der Asphalttemperatur

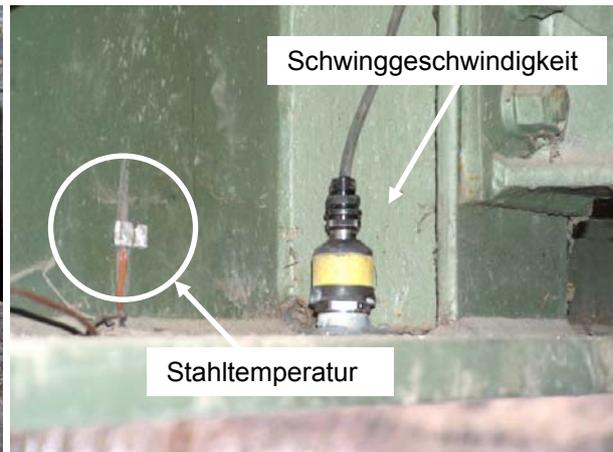


Abb. 6.58: Erfassung der Stahltemperatur und der Schwinggeschwindigkeit

Die Langzeitmessung sollte detaillierte Informationen über die natürlichen Einflüsse auf das Schwingungsverhalten der Brücke aufzeigen. Die nachfolgenden Abbildungen 6.59 bis 6.61 zeigen den Verlauf der ersten, zweiten und dritten Eigenfrequenz in Verbindung mit der gemessenen Betontemperatur über den Messzeitraum auf. Man erkennt deutlich den Zusammenhang zwischen den Temperaturschwankungen und den Veränderungen der Frequenzwerte. Neben der Luft- und der Betontemperatur wurde die Temperatur des Stahlträgers und an zwei Messstellen die Temperatur der Asphaltdecke erfasst. Eine detaillierte Auswertung dieser Temperaturmessergebnisse zeigte, dass grundsätzlich zwischen den einzelnen Bauwerkstemperaturen kein großer Unterschied zu erwarten ist. Die Betrachtung der Eigenfrequenzwerte gegenüber der Betontemperatur zeigte im Rahmen der Auswertung der Dauer-messung die größte Abhängigkeit auf. Für die weiteren Auswertungen wurden in Bezug auf die Temperaturdaten ausschließlich die Messdaten der Betontemperaturen herangezogen.

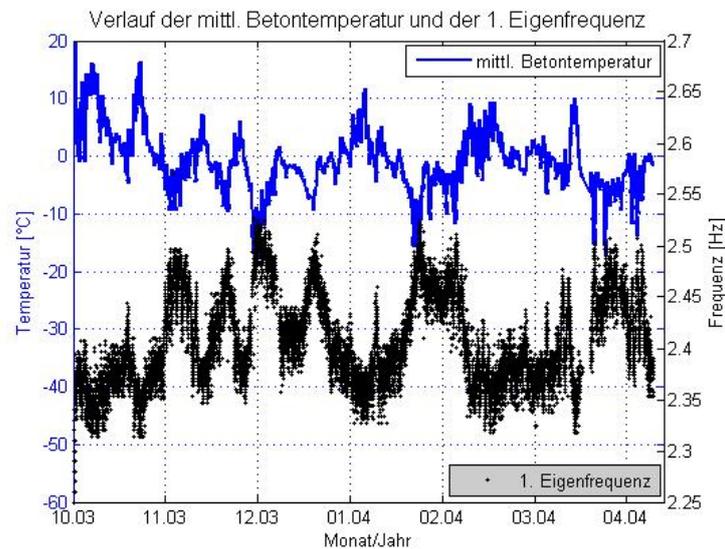


Abb. 6.59: Verlauf der 1. Eigenfrequenz

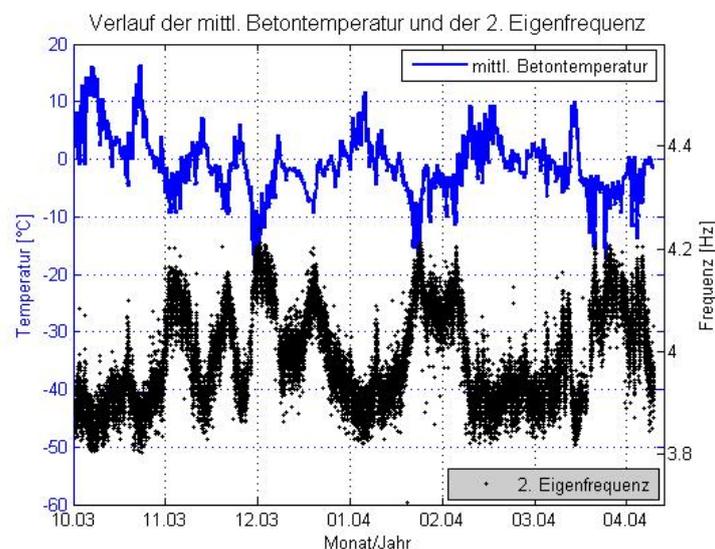


Abb. 6.60: Verlauf der 2. Eigenfrequenz

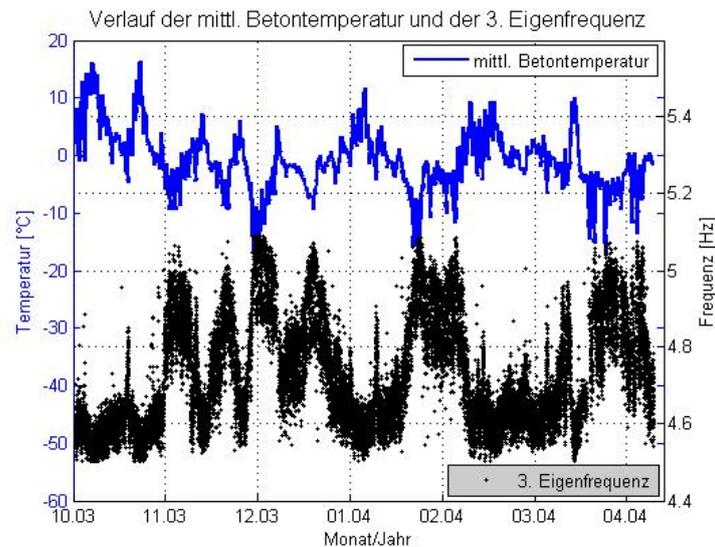


Abb. 6.61: Verlauf der 3. Eigenfrequenz

Die Schwingungsmessdaten der langfristigen Überwachung sind online mit einem automatisierten Algorithmus auf der Basis einer Fast-Fourier-Transformation gemäß Kapitel 5.2.4.1 analysiert worden. Die Messergebnisse zeigen eine deutliche Abhängigkeit der Eigenfrequenzen von den gemessenen Temperaturen auf. Mit absinkenden Luft- bzw. Bauwerkstemperaturen lässt sich eine Erhöhung der Eigenfrequenzwerte des Tragwerks feststellen. Aus vergleichbaren Projekten kann nach [24] und [95] ein analoger Zusammenhang erkannt werden. In [24] und [95] sind allerdings lediglich Bauwerkstemperaturen bis minimal  $-7\text{ °C}$  erfasst worden. Die Veränderungen infolge der Temperatureinwirkungen besitzen eine Größenordnung von ca. 10 %. Der Einfluss der klimatischen Temperaturen kann einen Umfang aufweisen, der vergleichbar mit den erwarteten Modifikationen infolge von Schädigungen ist. Der Zusammenhang zwischen der Bauwerkstemperatur und der Eigenfrequenz ist einerseits im Rahmen der Zustandsbewertung von essenzieller Bedeutung. Andererseits sind die physikalischen Zusammenhänge der verwendeten Materialien und der Auflagerungsbedingungen der Baustruktur von komplexer Natur. Werden die über einen Messzeitraum von 5 Monaten gesammelten Erkenntnisse zwischen der Bauwerkstemperatur und den Eigenfrequenzwerten in einem gesonderten Diagramm gegenübergestellt, können die, in den Abbildungen 6.62 bis 6.64 skizzierten, Zusammenhänge angegeben werden.

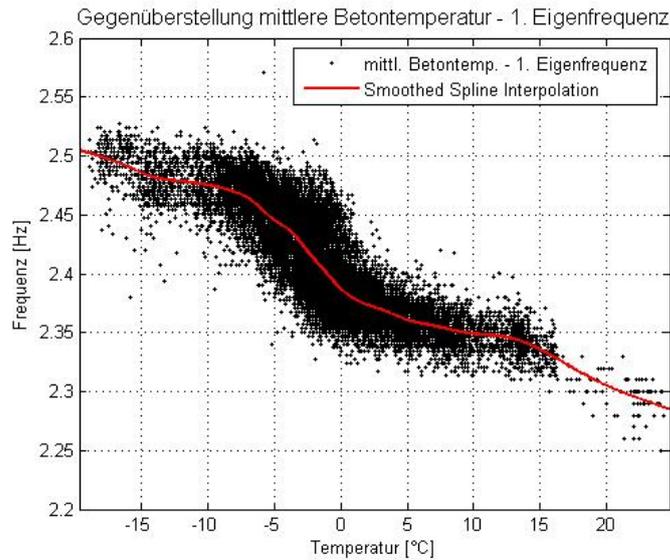


Abb. 6.62: Eigenfrequenz 1 versus Temperatur

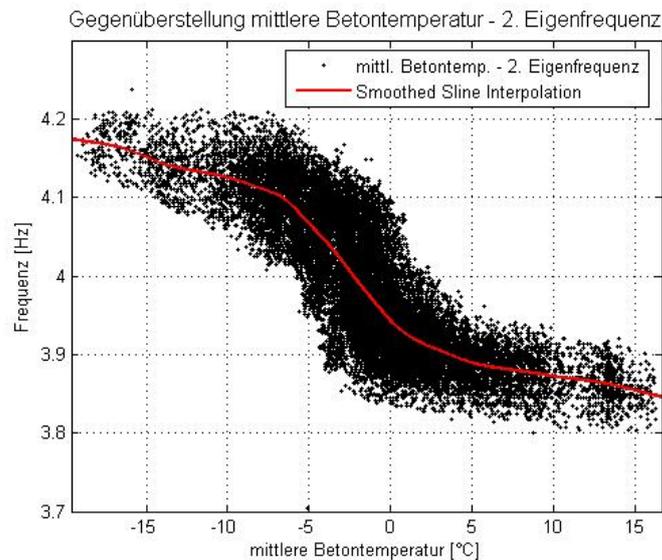


Abb. 6.63: Eigenfrequenz 2 versus Temperatur

Für einen Temperaturbereich von 0 °C bis +25 °C kann von einem linearen Zusammenhang zwischen der Betontemperatur und der Veränderlichkeit der Eigenfrequenz ausgegangen werden. Diese Linearität kann darüber hinaus für Temperaturen zwischen -5 °C und -20 °C identifiziert werden.

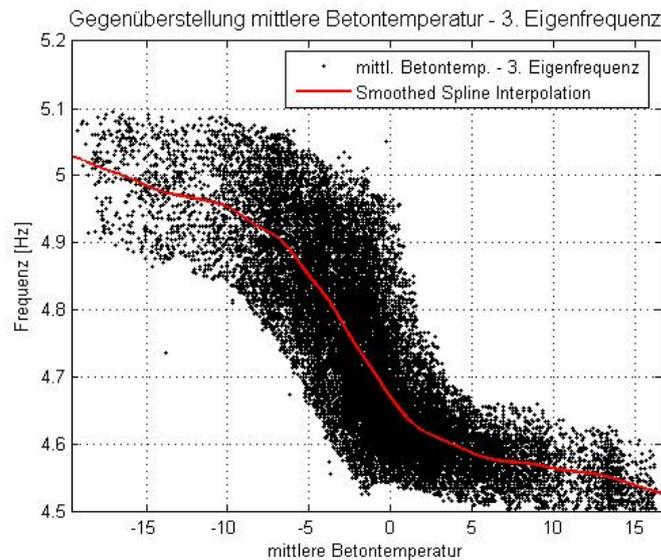


Abb. 6.64: Eigenfrequenz 3 versus Temperatur

Der Zusammenhang zwischen der mittleren Bauwerkstemperatur und der Eigenfrequenz stellt sich für Temperaturen zwischen  $-5\text{ °C}$  und  $0\text{ °C}$  differenziert dar. Dieser deutliche Anstieg der Frequenzwerte bei absinkenden Temperaturen tritt bei allen drei analysierten Eigenfrequenzen auf. Zur Durchführung des schwingungsbasierten Brückenmonitorings besteht die Aufgabe darin, die temperaturbedingten Zusammenhänge innerhalb der Struktur nachzuvollziehen. Zu diesem Zweck werden im Folgenden die physikalischen Eigenschaften der verwendeten Materialien hinsichtlich ihrer Temperaturabhängigkeit mit Hilfe von numerischen Simulationsrechnungen analysiert.

#### 6.4.2.2 Physikalische Zusammenhänge der Temperaturabhängigkeit der Frequenzwerte

##### *Numerische Simulation*

Zur Klärung der physikalischen und mechanischen Ursachen für die Frequenzverschiebungen infolge Temperatureinfluss sind anhand des numerischen Modells Simulationsrechnungen unter Berücksichtigung der veränderlichen Elastizitätsmodule der verwendeten Materialien durchgeführt worden. Wie in Kapitel 4.1.2 erläutert, besitzen der im Bauwerk eingesetzte Stahl, der Beton und der Asphalt einen von der Bauwerkstemperatur abhängigen Elastizitätsmodul. Die temperaturabhängigen Änderungen fallen für den Stahl gering aus. Die Berücksichtigung des veränderlichen Elastizitätsmoduls von Stahl nach Abbildung 6.65 zeigt allerdings aufgrund des großen Anteils des Baustahls an der Tragwerkssteifigkeit trotzdem einen erkennbaren Einfluss auf. Der Asphalt weist im Rahmen der Studie die größte Temperaturabhängigkeit gemäß Abbildung 6.65 auf. Die Berücksichtigung des veränderlichen Elastizitätsmoduls von Asphalt in der numerischen Simulation ergab aufgrund des geringen Ein-

flusses von ca. 8 % auf die Gesamtsteifigkeit der Brücke einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Frequenzen.

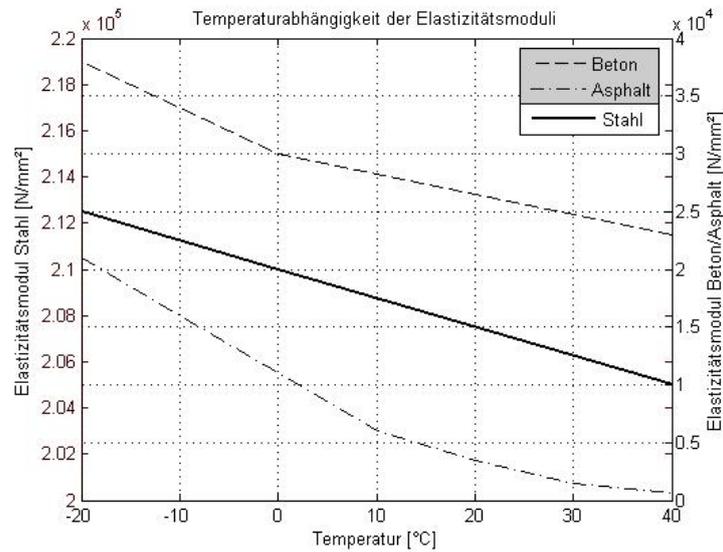


Abb. 6.65: Temperaturabhängige Elastizitätsmodule von Stahl, Beton und Asphalt

Die numerischen Analysen der Frequenzänderungen infolge Temperaturschwankungen fanden auf der Grundlage der in Abbildung 6.65 aufgezeigten Temperaturabhängigkeiten der Elastizitätsmodule der verwendeten Materialien statt. Für Temperaturen zwischen  $-5\text{ °C}$  und  $-20\text{ °C}$  liefern die Berechnungsergebnisse gemäß Abbildung 6.66 einen linearen Zusammenhang zwischen den berechneten Eigenfrequenzen und den Bauwerkstemperaturen. Ein Vergleich zwischen den Messergebnissen und den berechneten Werten zeigt für den genannten Temperaturbereich eine gute Übereinstimmung. Im Bereich von  $0\text{ °C}$  bis  $40\text{ °C}$  ergeben sich ebenfalls lineare Veränderungen der Eigenfrequenzen. Der Vergleich zu der gemessenen Frequenz-Temperatur-Beziehung zeigt, dass die Berechnungswerte für Temperaturen über  $0\text{ °C}$  um eine konstante Frequenzdifferenz von ca.  $0,06\text{ Hz}$  zu hoch sind. Aus der Abbildung 6.66 kann darüber hinaus erkannt werden, dass die Veränderlichkeit im gefrorenen Zustand größer ist als im Temperaturbereich von  $0\text{ °C}$  bis  $40\text{ °C}$ . Der bereits erwähnte sprunghafte Anstieg der Eigenfrequenzen im Temperaturbereich von  $0\text{ °C}$  bis  $-5\text{ °C}$  kann anhand der numerischen Simulationsrechnungen nicht eindeutig nachvollzogen werden.

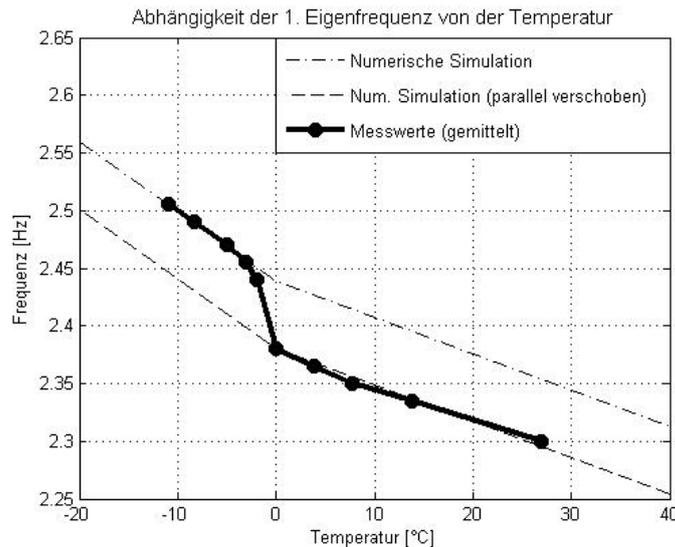


Abb. 6.66: Ergebnisse der numerischen Simulation und der Messung

In Abbildung 6.66 repräsentiert die Strich-Punkt-Linie das Ergebnis der numerischen Simulation. Die im Zuge der numerischen Analyse angesetzten Elastizitätsmodule für eine Temperatur von  $-5\text{ °C}$  führen zu einer ersten Eigenfrequenz von  $2,45\text{ Hz}$ . Ein übereinstimmender Frequenzwert geht aus den Messergebnissen bei Temperaturen von  $-5\text{ °C}$  hervor. Eine Abkühlung des Bauwerks von  $0\text{ °C}$  auf  $-5\text{ °C}$  führt zu einem Steifigkeitsanstieg innerhalb der Struktur. Im Temperaturbereich von  $0\text{ °C}$  bis  $-5\text{ °C}$  setzt der Gefrierprozess ein. In den Kapiteln 4.1.2.3 und 4.1.2.4 wurde aufgezeigt, dass das Verbundverhalten und die Rissbildung von Stahlbeton wesentlich durch den Gefrierprozess des Wassers innerhalb des Betons gekennzeichnet sind. Neben dem Effekt, dass sich das gefrierende Wasser innerhalb der Betonporen ausdehnt und somit zu einer Verfestigung der Betonmatrix führt, zeigt der größere Temperaturausdehnungskoeffizient von Stahl gegenüber Beton eine Art vorspannende Wirkung auf Stahlbetonbauteile im gefrorenen Zustand auf. Der sprunghafte Anstieg der Eigenfrequenzen im Temperaturbereich zwischen  $0\text{ °C}$  und  $-5\text{ °C}$  kann durch die physikalischen Veränderungen des Gefrierprozesses des Wassers im Beton begründet werden. Die ausgewerteten Messdaten entstammen einem Bauwerk, das ersetzt werden musste. Es war nach Abbildung 6.67 vorab bekannt, dass die Tragstruktur in einem schlechten Zustand war und somit durch ein ausgeprägtes Rissbild des Betons gekennzeichnet war.



Abb. 6.67: Betonausblühungen an der Betonplattenunterseite infolge Risse im Beton

### Auswertung der temperaturabhängigen Dämpfungszahlen

Die oben genannten Verfestigungsmechanismen infolge einer Abkühlung des Bauwerks führen, neben einem deutlichen Einfluss auf die Steifigkeit des Bauwerks, auch zu einer Beeinflussung der Dämpfungscharakteristik. Geringfügige Strukturschädigungen infolge einer äußeren Lasteinwirkung bzw. infolge Eigenspannungen führen zu einem Absinken der Eigenfrequenzen und gleichzeitig zu einer Erhöhung der Dämpfung. Diese Tatsache kann anhand der Erfahrungen aus [50], [111], [61] und [81] bestätigt werden. Das höhere Dämpfungsmaß lässt sich auf einen Anstieg der inneren Energiedissipation infolge Reibung zurückführen. Die Tatsache, dass eine Zunahme der Rissbildung bzw. Schlupfwirkung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton zu einer Dämpfungserhöhung führt, wurde als Anlass zur Untersuchung der Temperaturabhängigkeit der Dämpfungscharakteristik genommen.

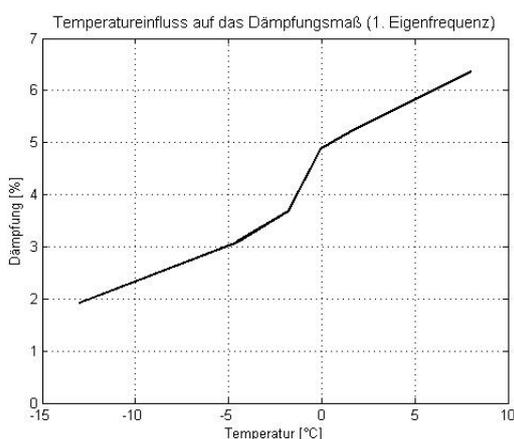


Abb. 6.68: Beeinflussung der Dämpfung der 1. Eigenfrequenz infolge Temperatur

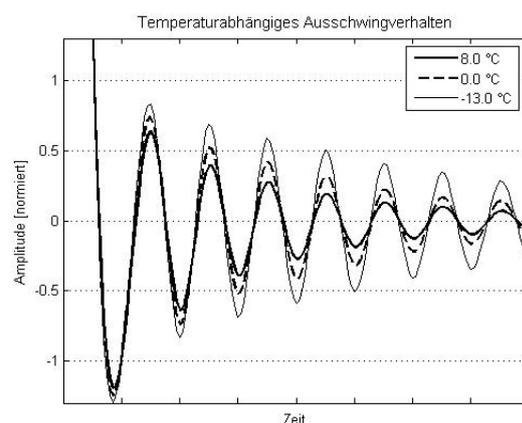


Abb. 6.69: Einfluss auf das Ausschwingverhalten

Abbildung 6.68 beinhaltet den Zusammenhang der Systemdämpfung der ersten Eigenfrequenz in Abhängigkeit von der Temperatur. Das Ergebnis zeigt für das Dämpfungsverhalten

ein nahezu inverses Verhalten im Vergleich zu den Werten der ersten Eigenfrequenz (gemäß Abbildung 6.62) auf. Die genannten physikalischen Zusammenhänge zur Erklärung des Steifigkeitssprungs innerhalb des Temperaturbereichs von  $-5\text{ °C}$  und  $0\text{ °C}$  können durch die Ergebnisse der temperaturabhängigen Dämpfungswerte bestätigt werden. Aufgrund des Gefriervorgangs kommt es innerhalb der Struktur zu einem Anstieg der Verbundkräfte zwischen Bewehrungsstäben und dem Beton. Das höhere Ausdehnungsverhalten von Stahl gegenüber Beton führt in Kombination mit einem stetigen Abkühlen des Betons zu einem Schließen der Betonrisse. Unter einem Temperaturniveau von  $-5\text{ °C}$  erreicht die untersuchte Verbundbrücke einen quasi ungerissenen Zustand. Diese Tatsache des quasi ungerissenen Zustands bei ca.  $-5\text{ °C}$  bestätigt sich darüber hinaus durch den Umstand, dass die berechneten Eigenfrequenzen unter Verwendung der gebräuchlichen Materialsteifigkeiten mit den gemessenen Frequenzen bei  $-5\text{ °C}$  übereinstimmen. Zur Beschreibung der temperaturabhängigen Dämpfungscharakteristik der Verbundbrücke bei unterschiedlichen Temperaturen sind in der Abbildung 6.69 für drei Temperaturniveaus die normierten Ausschwingkurven dargestellt. Deutlich kann in Abbildung 6.69 entdeckt werden, dass das Brückenbauwerk im gefrorenen Zustand wesentlich langsamer ausschwingt als bei positiven Temperaturen.

#### Vergleichsmessung neue Brücke

Zur Bestätigung der genannten Ursachen für den sprunghaften Anstieg der Eigenfrequenzen infolge Temperaturen zwischen  $0\text{ °C}$  und  $-5\text{ °C}$  wurde eine Vergleichsmessung an der benachbarten und neu erbauten Spannbetonbrücke durchgeführt. Anhand der Messergebnisse lässt sich deutlich feststellen, dass die neue und noch nicht benutzte Brücke den sprunghaften Anstieg der Eigenfrequenzen für Temperaturen zwischen  $0\text{ °C}$  und  $-4\text{ °C}$  nicht aufweist. Aufgrund der Tatsache, dass die neue Brücke noch keinen Belastungen ausgesetzt war und es sich dabei um eine Spannbetonbrücke handelt, kann von einem ungerissenen Zustand des Betons an der neuen Tragkonstruktion ausgegangen werden.

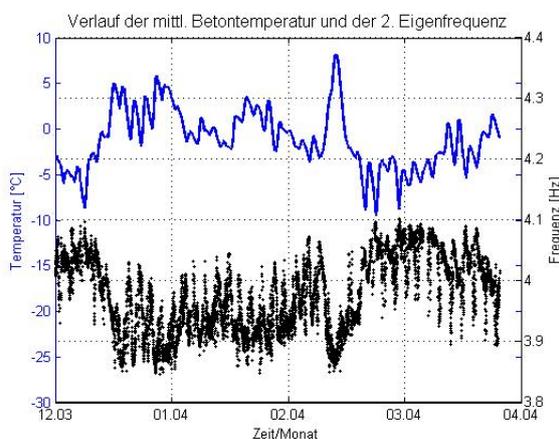


Abb. 6.70: 2. Eigenfrequenz über die Zeit

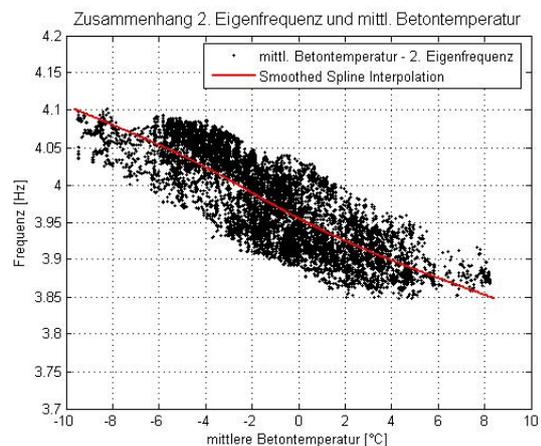


Abb. 6.71: Eigenfrequenz 2 versus Temperatur

Die Ergebnisse der Frequenzüberwachung an der neu erbauten Spannbetonbrücke zeigt die Abbildung 6.70 auf. In Abbildung 6.71 kann der Zusammenhang der Eigenfrequenz 2 gegenüber der gemessenen Temperatur verdeutlicht werden. Eine lineare Abhängigkeit der Bauwerksfrequenz von der mittleren Bauwerkstemperatur ist getrennt für Temperaturen über und unter 0 °C zu identifizieren.

#### 6.4.2.3 Bereinigung des Temperatureinflusses auf die Frequenzwerte

Zu diesem Zweck müssen die Abhängigkeiten der Eigenfrequenzen der Struktur gegenüber den Temperaturen bekannt sein. Auf dieser Grundlage gelingt es, die temperaturbedingte Frequenzänderung des Bauwerks mathematisch zu beschreiben und innerhalb der modalen Auswertung zu berücksichtigen. Für die untersuchte Verbundbrücke über die Loisach konnte das Frequenzverhalten gegenüber der Temperatur in drei Bereiche eingeteilt werden. In diesen Temperaturbereichen weist das Bauwerk eine lineare Abhängigkeit auf, die sich mathematisch beschreiben lässt. Neben der Betrachtung der Veränderlichkeit der einzelnen Eigenfrequenzen zeigt sich, dass der Frequenzsprung im Temperaturbereich von -4 °C und 0 °C für höhere Eigenfrequenzen größer ausfällt als für niedrigere. Es lässt sich feststellen, dass die Größe des Frequenzsprungs sich innerhalb des Frequenzspektrums linear verhält. Eine mathematische Beschreibung ist gemäß Abbildung 6.72 möglich. In Abbildung 6.72 ist der lineare Zusammenhang des temperaturabhängigen Frequenzsprungs innerhalb des untersuchten Frequenzbereichs zu erkennen. Die Definition einer Ausgleichgeraden führt dabei für den analysierten Fall der Verbundbrücke über die Loisach zu einer Steigung von  $y = 1,043 x$ .

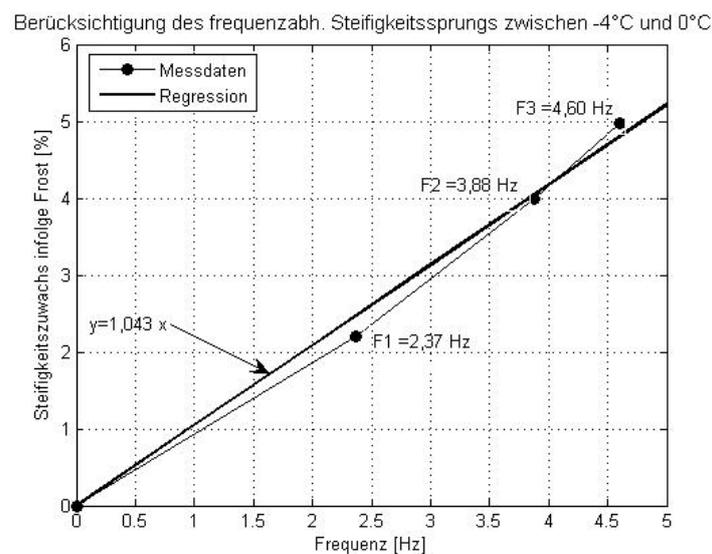


Abb. 6.72: Frequenzabhängiger Steifigkeitssprung

Anhand der identifizierten Erkenntnisse lässt sich ein frequenzabhängiger Korrekturfaktor zur Eliminierung des Temperatureinflusses auf die Eigenfrequenzwerte angeben. Zur besseren Veranschaulichung der Abhängigkeiten des Korrekturfaktors von der Frequenz und der Temperatur bietet sich eine dreidimensionale Darstellung an. In Abbildung 6.73 können die Abhängigkeiten des Korrekturfaktors in Form einer Oberfläche beschrieben werden. Deutlich kann einerseits der frequenzabhängige linear veränderliche Steifigkeitssprung erkannt werden. Andererseits ist die abgestufte Temperaturabhängigkeit des Faktors ersichtlich.

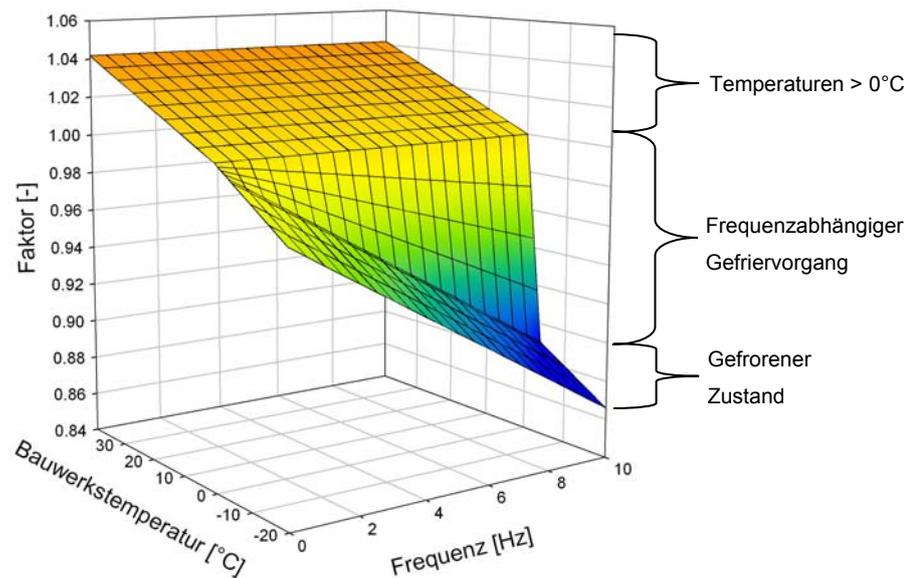


Abb. 6.73: Frequenzabhängiger Korrekturfaktor (3D-Darstellung)

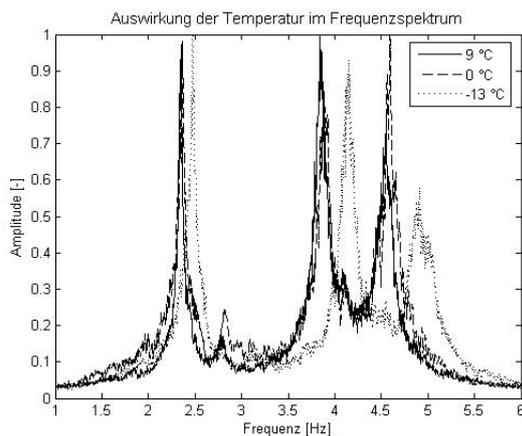


Abb. 6.74: Temperatureinfluss – Darstellung im Frequenzspektrum

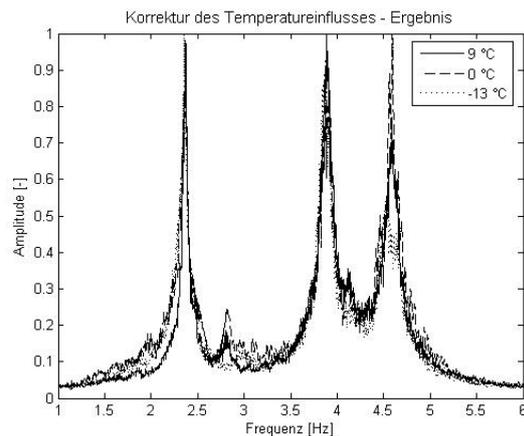


Abb. 6.75: Anwendung des frequenzabhängigen Korrekturfaktor nach Abbildung 6.73

Wird bei einer automatisierten Schwingungsüberwachung die aktuelle mittlere Brückentemperatur erfasst, resultiert aus Abbildung 6.73 für die jeweilige Temperatur ein frequenzabhängiger Korrekturfaktor. Die Auswirkungen des frequenzabhängigen Korrekturfaktors las-

sen sich anhand der Abbildungen 6.74 und 6.75 beschreiben. In Abbildung 6.74 sind für drei unterschiedliche Temperaturniveaus die zugehörigen Frequenzspektren dargestellt. Eine deutliche Beeinflussung der Frequenzwerte ist ersichtlich. Durch eine Multiplikation des Korrekturfaktors mit dem jeweiligen Frequenzspektrum der Baustruktur ergibt sich nach Abbildung 6.75 ein von Temperatureinflüssen bereinigtes Frequenzspektrum. Diese bereinigten Spektren stehen zur Zustandsüberwachung des Brückentragwerks zur Verfügung. Die Grundlage eines selbsttätig arbeitenden Überwachungssystems auf der Basis von Schwingungsmessdaten gemäß [77] ist damit gewährleistet.

#### 6.4.2.4 Zusammenfassung Temperatureinfluss auf das Schwingungsverhalten

Die Untersuchungen zur Klärung des Temperatureinflusses auf das Schwingungsverhalten der Verbundbrücke über die Loisach basieren auf drei unterschiedlichen Vorgehensweisen. Die numerische Simulation unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Elastizitätsmodule der verwendeten Baustoffe zeigt für Temperaturen über 0 °C und unter -5 °C eine lineare Abhängigkeit der Eigenfrequenzwerte von der Umgebungstemperatur. Zwischen 0 °C und -5 °C konnten die numerischen Untersuchungen den sprunghaften Anstieg der Eigenfrequenzwerte nicht klären. Neben der Literaturrecherche über das Verhalten von Stahlbeton während des Gefriervorgangs konnten vor allem messtechnische Untersuchungen über das Dämpfungsverhalten im untersuchten Temperaturbereich eine Erklärung liefern. Die Ursache des Anstiegs der Frequenzwerte infolge einer Bauwerksabkühlung unter 0 °C lässt sich auf die innerhalb der Tragstruktur vorliegenden Risse im Beton zurückführen. Eine Rissbildung führt zu einer Steifigkeitsreduktion und somit zu einem Absinken der Eigenfrequenzwerte der Brücke. Während des Gefriervorganges schließen bzw. verfestigen sich diese Risse und es tritt ein Steifigkeitsanstieg auf. Das Durchlaufen des Gefrier- bzw. Auftauprozesses führt folglich dazu, dass die Brückensteifigkeit für Temperaturen zwischen -5 °C und 0 °C auf ein höheres bzw. niedrigeres Niveau gebracht wird. Die physikalischen Prozesse während des Gefrierens von Stahlbeton können als Hauptursache der Frequenzwertverschiebungen für Temperaturen zwischen -5 °C und 0 °C genannt werden. Die Vergleichsmessung zu einem neu erbauten und noch ungerissenen Tragwerk bestätigten diese Erkenntnisse.

Neben der Klärung der Ursachen für den temperaturbedingten Frequenzanstieg für Temperaturen zwischen 0 °C und -5 °C liefert dieses Phänomen bereits wichtige Informationen über den Zustand einer Brücke. Die infolge des Gefriervorgangs sich schließenden Risse im Beton bewirken einen Frequenzanstieg bis auf das Niveau im ungerissenen Zustand. Je mehr Risse innerhalb einer Betonstruktur vorliegen, desto größer fällt dieser Niveauunterschied der Frequenzwerte während des Gefrierens aus. Folglich gibt die Größe des Frequenzanstiegs infolge einer Bauwerksabkühlung unter -5 °C eine quantitative Auskunft über das Maß

der Steifigkeitssteigerung. Diese Steifigkeitsänderung spiegelt indirekt das Maß des Risszustands des Betons wider.

### 6.4.3 Progressive Schädigungstests

Das nachfolgende Kapitel beschreibt die Ergebnisse der progressiven Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach gemäß den Beschreibungen der Schädigungsszenarien nach Kapitel 6.2. Neben der Identifizierung von Strukturmodifikationen aus den Schwingungsmessdaten stellt sich vor allem die Frage nach dem Ort der Schädigung.

#### 6.4.3.1 Schädigungsidentifizierung anhand der Veränderung der Eigenfrequenzwerte

In Abbildung 6.76 sind die ersten drei Eigenschwingungsformen dargestellt. Die Schwingungsmessdaten der Schädigungstests sind für diese Eigenformen analysiert worden. Die Ergebnisse der identifizierten Eigenfrequenzwerte enthält die Tabelle 6.6.

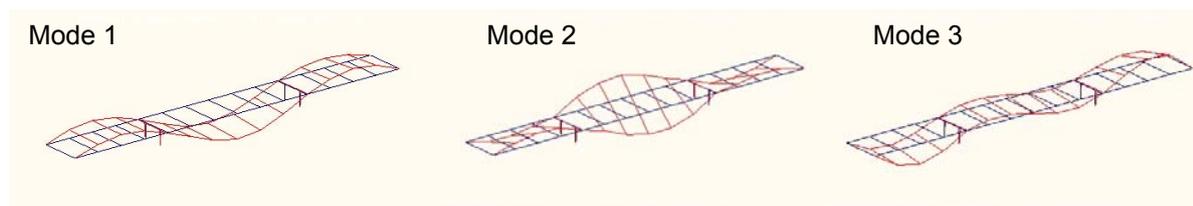


Abb. 6.76: Eigenschwingungsformen 1 bis 3

Tab. 6.6: Identifizierte Eigenfrequenzen der Schädigungstests

	LF 0	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
Mode 1	2.340	2.320	2.312	2.301	2.301	2.298	2.281
Mode 2	2.750	2.750	2.739	2.616	2.476	2.469	2.436
Mode 3	3.812	3.810	3.781	3.770	3.770	3.755	3.750

Aus Tabelle 6.6 lassen sich die Auswirkungen der Schädigungstests auf die Eigenfrequenzwerte ablesen. Die Entwicklung der drei ausgewerteten Eigenfrequenzen der Verbundbrücke über die Loisach ist in den nachfolgenden Abbildungen 6.77 bis 6.79 für alle Schädigungsszenarien visualisiert. Ein Absinken der Eigenfrequenzwerte bei zunehmendem Schädigungsgrad kann festgestellt werden. Die Änderung der zweiten Eigenfrequenz gegenüber der ersten und dritten Frequenz stellt sich differenziert dar. Unter Berücksichtigung der Torsionseigenschwingungsform der Mode 2 nach Abbildung 6.76 in Kombination mit den jeweiligen Schädigungsszenarien lässt sich verdeutlichen, dass die zweite Eigenfrequenz besonders sensibel auf torsionssteifigkeitsreduzierende Schädigungsmechanismen reagiert.

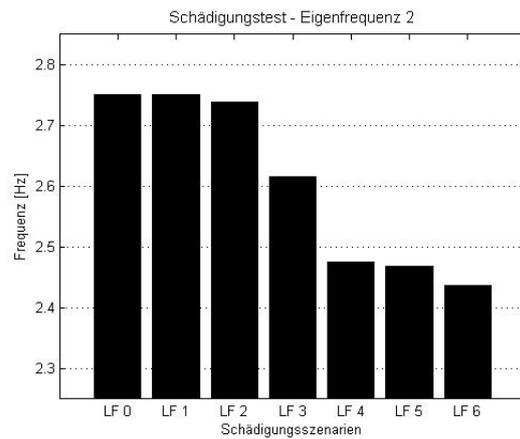
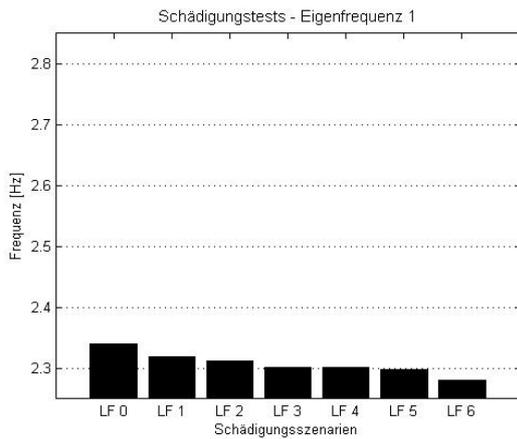


Abb. 6.77: Modifikation der ersten Eigenfrequenz    Abb. 6.78: Modifikation der zweiten Eigenfrequenz

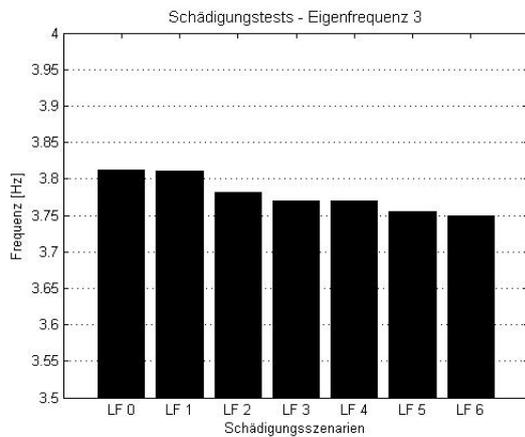


Abb. 6.79: Modifikation der dritten Eigenfrequenz

Die Tabelle 6.7 beinhaltet die Frequenzwertänderungen zwischen der aktuell gemessenen Frequenz und dem jeweils vorangegangenen Zustand. Anhand dieser Differenzwerte wird ersichtlich, dass lediglich die Lastfälle 3 und 4 hätten, aus den direkten Frequenzabweichungen der Mode 2, identifiziert werden können. Vor allem unter der Berücksichtigung der klimatischen Einflüsse auf die Werte der Eigenfrequenzen erkennt man, dass eine Frequenzänderung von mindestens 0.05 Hz infolge einer Schädigung erreicht werden sollte.

Tab. 6.7: Registrierte Frequenzabweichungen der Schädigungsszenarien

	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
Mode 1	0.020	0.008	0.011	0.000	0.003	0.017
Mode 2	0.000	0.011	0.123	0.140	0.007	0.033
Mode 3	0.002	0.029	0.011	0.000	0.015	0.005

### Verifizierung des Lastfalls Nr. 3

Auf der Basis des numerischen Rechenmodells erfolgt im Weiteren eine Verifizierung der in Tabelle 6.7 aufgezeigten und identifizierten Frequenzabweichungen. Der Schädigungslastfall Nr. 3 ist durch das Absenken des Lagers L2 gemäß Abbildung 6.80 gekennzeichnet. Aufgrund der gemessenen Frequenzabweichung ist es innerhalb der Baustruktur zu Schädigungen infolge von Rissbildung gekommen.

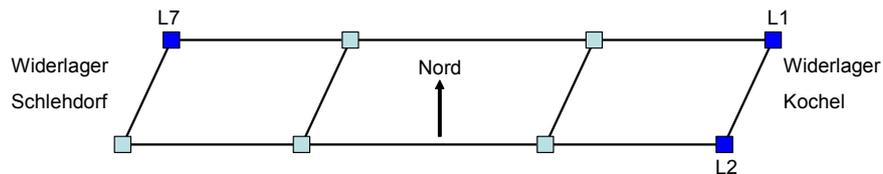


Abb. 6.80: Skizze zu Lastfall 3

Durch die Lagerstellungen der Lastfälle 1 bis 3 sind innerhalb der Brücke indirekte Schädigungsmechanismen aufgetreten. Mit dem schwingungsbasierten Monitoringkonzept lassen sich lediglich direkte Schädigungen lokalisieren. Zur Auffindung der Ursache einer indirekten Schädigung steht das Finite-Elemente-Modell zur Verfügung. Aus den Ergebnissen der Simulation gemäß den Abbildungen 6.81 und 6.82 lassen sich die infolge der Verformungsänderungen einstellenden Eigenspannungen analysieren. Es kann festgestellt werden, dass die im Beton entstehenden Zugspannungen zu einer zusätzlichen Rissbildung vor allem im Bereich der mittleren Pfeiler führen.

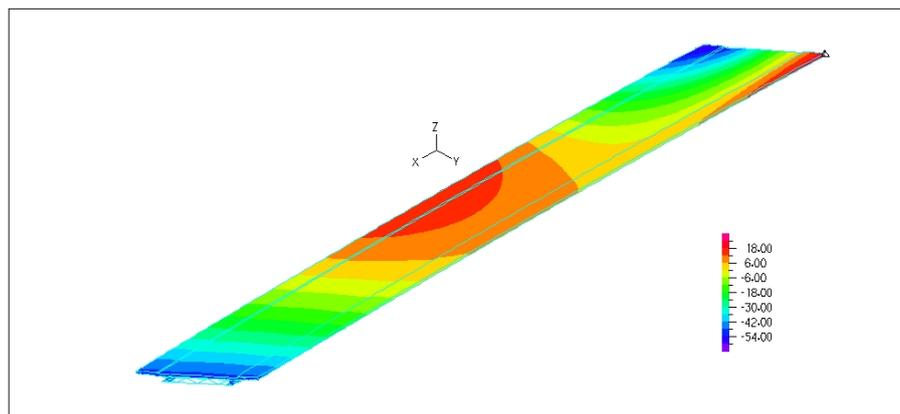
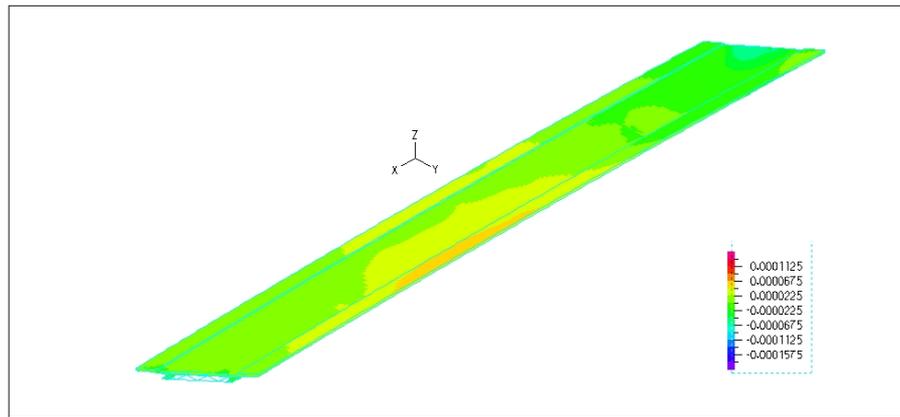


Abb. 6.81: Simulierter Verformungszustand in [mm]

Abb. 6.82: Berechneter Verzerrungszustand in  $[\mu\text{m}/\text{m}]$ 

Zur Verifizierung der gemessenen Frequenzabweichungen des Lastfalls 3 werden die Bereiche mit den zusätzlichen Spannungsrisse im Beton numerisch simuliert. Die Elemente der Betonfahrbahnplatte mit negativem Biegemoment sind dazu mit einer reduzierten Steifigkeit diskretisiert worden. Die Steifigkeitsreduktion ist über eine Anpassung des Elastizitätsmoduls in diesem Bereich der Fahrbahnplatte abgebildet worden. Über ein iteratives Vorgehen gelingt es, mit Simulationsrechnungen den Grad der lokalen Steifigkeitsverringering zu bestimmen. Die Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Frequenzabweichungen nach Abbildung 6.83 zeigt eine Übereinstimmung auf hohem Niveau. Diese Übereinstimmung zwischen den realen und den simulierten Strukturmodifikationen ist anhand des angepassten numerischen Modells erreicht worden. Das angepasste Modell beinhaltet in den geschädigten Bereichen nach Abbildung 6.84 eine um 30 % niedrigere Steifigkeit der Betonelemente.

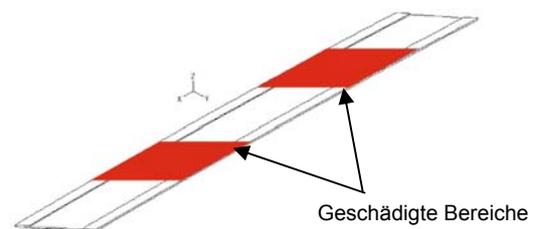
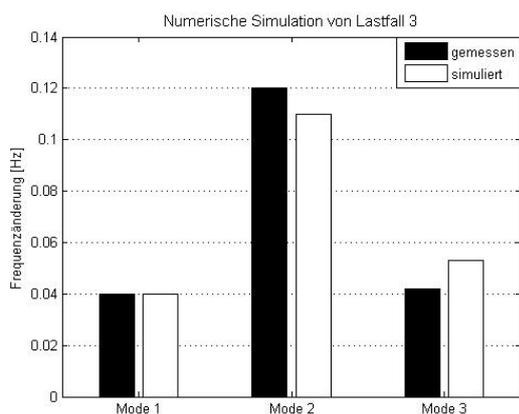


Abb. 6.83: Vergleich Messung und Berechnung    Abb. 6.84: Prinzipskizze zu Abbildung 6.83

#### Verifizierung des Lastfalls Nr. 4

Der Schädigungslastfall Nr. 4 ist im Vergleich zu Nr. 3 durch eine direkte Schädigung der Struktur gekennzeichnet. Der Ausfall eines Querverbandes bewirkt vor allem eine Reduktion

der lokalen Torsionssteifigkeit. Diese Tatsache macht sich in der deutlich abfallenden zweiten Eigenfrequenz (Torsionsschwingungsform) bemerkbar. Eine Verifizierung der gemessenen Strukturabweichungen erfolgt anhand des numerischen Berechnungsmodells. Die Schraubverbindung des betreffenden Querverbands Nr. 13 ist auf der Nordseite gelöst worden. Diese Strukturmodifikation ist über die Definition von zusätzlichen Knotenpunkten, die mit dem nördlichen Hauptträger nicht in Verbindung stehen, im Berechnungsmodell berücksichtigt worden. Die berechneten Frequenzwerte zeigen gemäß Abbildung 6.85 übereinstimmende Ergebnisse zu den Messungen auf. Deutlich lässt sich aus dieser Erkenntnis der hohe Einfluss der Querverbände auf die Torsionssteifigkeit der Tragstruktur erkennen.

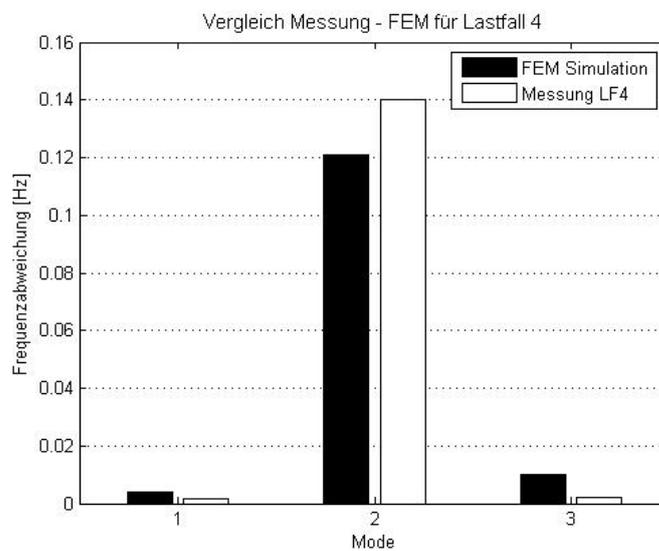


Abb. 6.85: Vergleich zwischen Berechnung und Messung

Im Zuge der Auswertung der Schwingungsmessdaten der einzelnen Schädigungsszenarien kann festgestellt werden, dass die Veränderungen der Eigenfrequenzwerte lediglich in zwei Schadensfällen (Lastfall 3 und 4) eine Veränderung innerhalb der Struktur andeuten. Die Eigenfrequenzwerte stehen für eine integrale Kenngröße, die mit der Steifigkeit der gesamten Brückenkonstruktion korrespondiert. Lokale Schädigungen üben einen geringen Einfluss auf die Frequenzwerte aus. Erkenntnisse aus [24] und [134] zeigen auf, dass der Verlauf der Eigenschwingungsformen wesentlich sensibler auf lokale Veränderungen innerhalb der Struktur reagiert als die Frequenzwerte. Im Folgenden wird anhand des Schädigungslastfalls Nr. 5, dem Ausfall eines Spanngliedes, die Möglichkeiten der Schädigungsidentifizierung anhand der Eigenformen aufgezeigt.

### 6.4.3.2 Schädigungsidentifizierung anhand der Veränderung der Eigenformen

Erfahrungen aus [134] und [60] zeigen, dass neben den Eigenfrequenzen auch die Eigenschwingungsformen infolge von Schädigungsprozessen Veränderungen unterliegen. In [134] wird ein Vergleich zwischen den Frequenzwerten, den Eigenschwingungsformen und den Dämpfungskennzahlen bezüglich der Identifizierung von Schädigungen durchgeführt. Als Fazit geht hervor, dass die Biegelinien der Eigenformen wesentlich sensibler auf Veränderungen in der Struktur reagieren als die Frequenzwerte. Die Dämpfungskennzahlen zeigen grundsätzlich Schädigungsprozesse über ein Ansteigen der Strukturdämpfung an, allerdings bestehen große Unsicherheiten bei der Bestimmung der Dämpfungswerte. Im folgenden Abschnitt wird für den Schädigungslastfall Nr. 5, den geplanten Ausfall eines Spanngliedes über der Stütze, auf der Basis der identifizierten Eigenschwingungsformen vor und nach Schädigungseintritt eine Identifizierung durchgeführt.

Abbildung 6.86 zeigt für die in Abbildung 6.87 hervorgehobene Tragwerkssüdseite die Verläufe der Eigenschwingungsform der Eigenfrequenz Nr. 3 vor und nach Ausfall eines Spannglieds auf. Deutlich ist die veränderte Position des Schwingungsknotens im Bereich des mittleren Feldes zu erkennen. Die Bewegung des Knotenpunktes nach rechts gibt dabei an, dass eine Steifigkeitsreduzierung im Bereich des linken Pfeilers eingetreten ist. Nachdem lediglich die in Abbildung 6.87 dargestellte Tragwerksseite eine modifizierte Schwingungsform aufweist, ist die Schädigungsposition am markierten Tragwerksrand und über dem linken Pfeiler zu erwarten. Das Ergebnis stimmt mit der Schädigungsposition nach Abschnitt 6.2.1 überein.

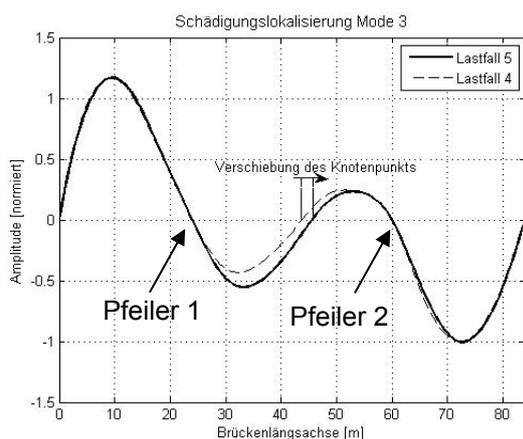


Abb. 6.86: Schädigungslokalisierung Lastfall 5

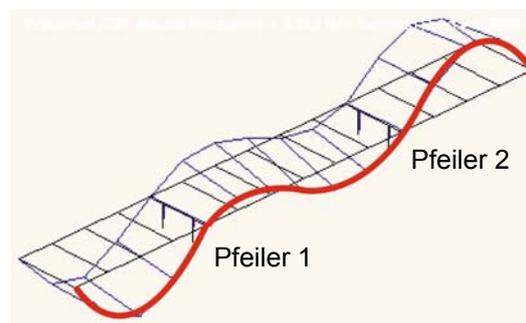


Abb. 6.87: Kennzeichnung der betrachteten Bauwerksseite

### 6.4.3.3 Schädigungsidentifizierung auf der Basis der modalen Flexibilität

In Abschnitt 5.2.6.1 wurde eine Möglichkeit zur Schädigungsidentifizierung vorgestellt, bei der die Informationen der Eigenfrequenzwerte und der Eigenschwingungsformen miteinander

der kombiniert betrachtet werden. Die Berechnung der modalen Flexibilität liefert als Ergebnis für die einzelnen Freiheitsgrade der Struktur Informationen über die Steifigkeitswerte der Struktur an den jeweiligen Freiheitsgraden gemäß der Berechnung der Nachgiebigkeitsmatrix nach Abschnitt 5.2.3.2. Wird die Differenzmatrix  $\Delta F$  der Flexibilitätsmatrix aus den Messdaten vor bzw. nach Schädigungseintritt berechnet, gelingt es, Veränderungen innerhalb der Struktur zu visualisieren. Einerseits zeigen die Differenzwerte der Matrix  $\Delta F$  an, ob sich etwas verändert hat. Andererseits zeigt das Maximum innerhalb  $\Delta F$ , an welcher Position die größte Modifikation des betreffenden Freiheitsgrades aufgetreten ist. Für die Auswertung der Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisch sind die ersten vier Eigenfrequenzwerte betrachtet worden. Die Eigenvektoren beschränken sich dementsprechend auf vier Werte. Die analysierten Freiheitsgrade sind in Kombination mit den zugehörigen Massenbelegungen gemäß Abbildung 6.88 berücksichtigt worden.

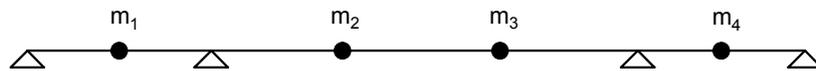


Abb. 6.88: Grundlagen zur Auswertung der modalen Flexibilität

#### *Auswertung des Schädigungslastfalls Nr. 4*

In der nachfolgenden Abbildung 6.89 ist eine eindeutige Veränderung innerhalb der Flexibilitätsmatrix zu identifizieren. An den Positionen der Massen  $m_3$  und  $m_4$  lässt sich nach Abbildung 6.88 die Position der Schädigung lokalisieren. Aus den Definitionen der Schädigungsszenarien und ihrer Positionen innerhalb der Struktur kann man nach Abschnitt 6.2.1 erkennen, dass für den Lastfall 4 die Methode der modalen Flexibilität erfolgreich die Schädigung identifizieren konnte. Der Schädigungslastfall Nr. 4 war durch den Ausfall eines Querverbands gekennzeichnet. Die Stelle des betroffenen Querverbands liegt exakt zwischen den beiden Freiheitsgraden Nr. 3 und 4. Die Abbildung 6.89 verdeutlicht, dass die beiden Freiheitsgrade von diesem Schädigungsszenario beinahe gleich stark beeinflusst werden.

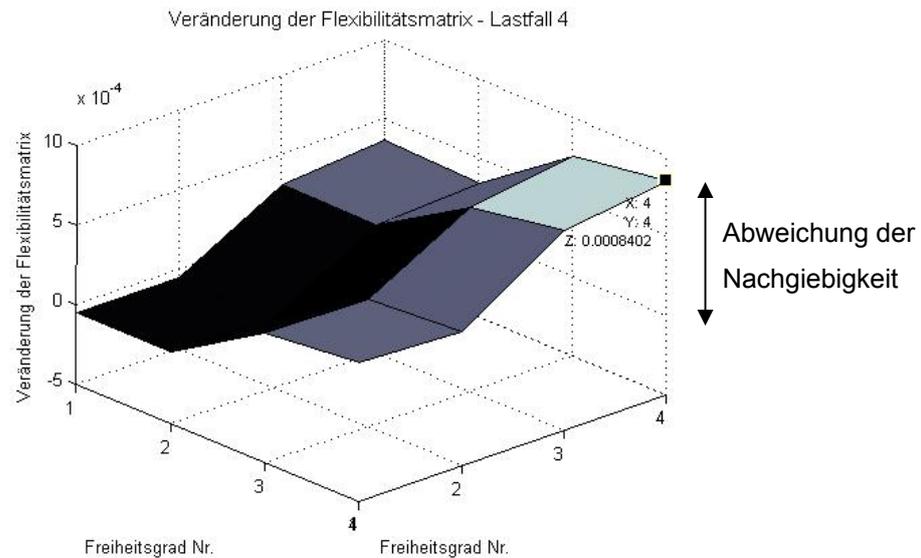


Abb. 6.89: Auswertung der modalen Flexibilität für Lastfall 4

#### Auswertung des Schädigungslastfalls Nr. 5

Die Auswertung des Lastfalls Nr. 5 zeigt für das Versagen eines Spannglieds ebenfalls eine identifizierbare Veränderung innerhalb der Flexibilitätsmatrix an. Die Position der Schädigung ist aus der Abbildung 6.90 im Bereich des Freiheitsgrads Nr. 4 anzugeben. Eine genaue Betrachtung deutet für den Freiheitsgrad Nr. 3 ebenfalls geringfügige Abweichungen an. Diese Tatsache deckt sich mit der Betrachtung der Schädigungsdefinitionen nach Abschnitt 6.2.1.

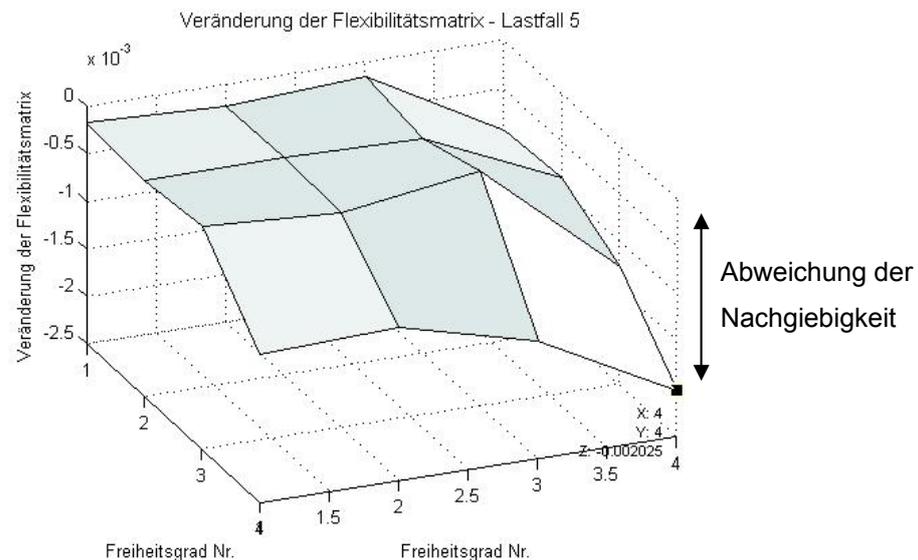


Abb. 6.90: Auswertung der modalen Flexibilität für Lastfall 5

Das Verfahren der modalen Flexibilität eignet sich zur Identifikation und zur Lokalisation von Strukturschädigungen. Der wesentliche Vorteil dieser Methode liegt in der höheren Sensibilität für Strukturschädigungen.

#### **6.4.4 Zusammenfassung: Schwingungsbasiertes Monitoring**

Das schwingungsbasierte Monitoringkonzept konnte im Zuge der progressiven Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach umgesetzt werden. Die aus den Schwingungsmessdaten gewonnenen Informationen liefern wichtige Daten zur Zustandsüberwachung der Tragstruktur. In einem ersten Arbeitsschritt konnten die in das Brückenbauwerk initiierten Schädigungsszenarien anhand der Veränderungen der bauwerkscharakteristischen modalen Parameter identifiziert werden. Eine weiterführende Analyse der Schwingungsdaten ermöglichte eine hinreichend genaue Lokalisierung der durchgeführten Schadensbilder. Die Ortung der Schadensstellen basiert auf einem Vergleich der zu den Eigenfrequenzen korrespondierenden Eigenschwingungsformen. Auf der Basis eines detaillierten numerischen Rechenmodells gelang es darüber hinaus in zwei Lastfällen, den identifizierten und lokalisierten Schaden hinsichtlich des Schadenumfangs zu bewerten. Die Quantifizierung der Schäden erfolgt anhand einer laufenden Anpassung des numerischen Rechenmodells an die gemessenen Bauwerksinformationen.

#### **6.5 Ausblick Monitoringstrategie**

Eine weitere Möglichkeit zur Zustandserfassung von Straßenbrücken unter definierter Belastung stellt die Vorgehensweise von Belastungstests dar. In [44], [26], [15] und [94] werden Belastungsfahrzeuge zur Bestimmung statischer Verformungszustände eingesetzt. Die Informationen aus definierten Belastungsszenarien sind vor allem zur Überprüfung der statischen Berechnungsgrundlagen von großer Bedeutung. Die folgenden Ausführungen beschreiben eine Vorgehensweise, wie Messergebnisse aus statischen Belastungstests mit den Erkenntnissen aus den Schwingungsmessungen verknüpft bzw. verglichen werden können. Das Prinzip zur theoretischen Bestimmung der Nachgiebigkeit bzw. modalen Flexibilität ist in Abschnitt 5.2.3.2 erläutert. Dabei wird eine Einheitslast in definierten Positionen auf das Berechnungsmodell angewandt. Die resultierenden Verformungswerte füllen zu jeder Laststellung an den einzelnen Messpunkten die Zeilen der Nachgiebigkeitsmatrix. Wird im Zuge von Belastungstests eine definierte Last, wie z.B. ein Belastungsfahrzeug, in vorgegebenen Positionen auf das Brückentragwerk aufgebracht, kann eine Nachgiebigkeitsmatrix (gemäß Abschnitt 5.2.3.2) basierend auf einer nicht normierten Lastgröße erarbeitet werden. Die Verformungswerte infolge des Belastungsszenarios lassen sich auf Einheitslasten umrechnen. Daraus folgt eine Matrix, die den Ergebnissen der schwingungsbasierten Methode gegenübergestellt werden kann. Aus den Schwingungsmessdaten ergibt sich die Nachgiebigkeitsmatrix gemäß Abschnitt 5.2.6.1. Die wesentlichen Erkenntnisse sind aus dem Vergleich der beiden Matrizen zu erwarten. Die beiden Matrizen basieren auf unterschiedlichen physikali-

schen Messgrößen und schaffen somit die Grundlage einer redundanten Ergebnisauswertung.

Die Veränderungen innerhalb der Nachgiebigkeitsmatrix können analog Kapitel 5.2.3.2 durch einen Vergleich zwischen zwei Messreihen erarbeitet werden. Dabei liefert die Differenzbildung zwischen den Nachgiebigkeiten zweier Messreihen Strukturmodifikationen innerhalb des zeitlichen Abstands der beiden Messungen.

In Bezug auf die Erfassung der Verformungsgrößen aus den Belastungstests ist anzumerken, dass der verfügbaren Messgenauigkeit große Bedeutung zukommt. Abhängig von der Größe der zu erwartenden Verformungswerte ergibt sich die Notwendigkeit zu hoch präzisen Messsystemen.

## 6.6 Zusammenfassung: Monitoring Beispiel

Im Zuge der Monitoringkampagne an der Verbundbrücke über die Loisach wurden das verformungsbasierte und das schwingungsbasierte Monitoring angewendet. Unterschiede bezüglich der Leistungsfähigkeit der beiden Monitoringkonzepte wurden im Rahmen der Untersuchungen analysiert. Im Zuge der progressiven Schädigungstests sind sechs Schädigungsszenarien in das Bauwerk initiiert worden und deren Auswirkung auf die globale Verformungssituation bzw. das globale Schwingungsverhalten messtechnisch dokumentiert worden. Unter Berücksichtigung der einzelnen Schädigungsmechanismen ist festzustellen, dass die beiden Monitoringkonzepte in Bezug auf die Identifizierbarkeit von Schäden differenzierte Ergebnisse liefern. Indirekte Schädigungen, wie z.B. Lagersetzungen, ließen sich mit dem verformungsbasierten Konzept eindeutig zuordnen. Anhand der Schwingungsmessung ergaben sich erst bei der Setzung von insgesamt drei Brückenlagern messbare Veränderungen. Diese Modifikationen sind auf entstandene Risse im Beton infolge Zwängungen und den damit verbundenen Steifigkeitsverlusten zurückzuführen. Somit kann das schwingungsbasierte Konzept den Ort der Steifigkeitsreduktion lokalisieren, aber nicht die Ursache. Dieses Erkenntnis ist von entscheidender Bedeutung im Zuge der Planung des Brückenmonitorings. Allerdings existieren auch Schädigungsarten, deren Auswirkungen lediglich anhand der Schwingungsdaten zu identifizieren sind. Der Ausfall eines Querträgers ließ sich aus den Schwingungsmessdaten registrieren und lokalisieren. Die aufgezeichneten Verformungsmessdaten lieferten zu diesem Schädigungslastfall keine zuverlässigen Ergebnisse.

Die wesentliche Erkenntnis dieser Schädigungstests ist die Notwendigkeit zur Kombination unterschiedlicher Überwachungsstrategien. Eine Vielzahl von Forschungsprojekten konzentrierte sich auf ein Monitoringkonzept. In [24] wurden lediglich schwingungsbasierte Messreihen durchgeführt. Aus den Ergebnissen der Frequenzabweichungen konnten vor allem die verschiedenartigen Setzungsszenarien gemäß [24] anhand abweichender Eigenfrequenzwerte nicht zuverlässig identifiziert werden. Erst die Entwicklung der direkten Steifigkeitser-

mittlung nach [93] zeigte Strukturmodifikationen für die Setzungsuntersuchungen an. Es stellt sich allerdings im Rahmen des Brückenmonitorings die Frage, ob letztendlich die Auswirkungen im Tragwerk auf eine Schädigung oder die Schädigungsursachen aus den Messwerten identifiziert werden sollen. In Bezug auf Setzungs- und Lagerungsmodifikationen kann dem verformungsbasierten Konzept gegenüber der schwingungsbasierten Methode deutlich höhere Leistungsfähigkeit zugeschrieben werden. Aufgrund der Tatsache, dass unterschiedliche Schädigungsmechanismen mit dem Brückenmonitoring zuverlässig erkannt und lokalisiert werden sollen, erscheint es sinnvoll, möglichst verschiedenartige Messgrößen miteinander zu kombinieren. In [78] wird das globale schwingungsbasierte Monitoringkonzept mit lokalen Verzerrungsmessungen kombiniert. Die Ergebnisse werden im Zustandsraum dargestellt. Bereits geringfügige Modifikationen in der Verbundfuge zwischen Bewehrungsstahl und Beton machen sich durch veränderte Hysteresen bemerkbar. Eine solche Messkampagne erfordert allerdings detaillierte Vorkenntnisse über stark beanspruchte Bereiche des Tragwerks und ist darüber hinaus keine zerstörungsfreie Vorgehensweise.

Neben der gesteigerten Zuverlässigkeit des Brückenmonitorings infolge kombinierter Überwachungsgrößen gelingt es, auf der Basis mehrerer zeitgleich erfasster physikalischer Phänomene ein redundantes Messergebnis zu erzielen. Wie in Abschnitt 6.5 dokumentiert, kann eine Vergleichsgrundlage zwischen der verformungsbasierten und der schwingungsbasierten Monitoringmethode erarbeitet werden. Aus [42] und [134] geht hervor, dass die Berechnung der Nachgiebigkeit eine leistungsstarke Kenngröße zur Schädigungsidentifizierung darstellt. Im Hinblick auf einen dauerhaften Einsatz eines Monitoringkonzepts zur Zustandskontrolle von Tragstrukturen ist auf den Einfluss der veränderlichen Bauwerkstemperaturen besonderes Augenmerk zu legen. Klimatisch bedingte Temperaturschwankungen und Temperaturunterschiede führen bei beiden Monitoringkonzepten teilweise zu einer erheblichen Beeinflussung der Messergebnisse. Zur Schaffung einer zuverlässigen Basis im Rahmen einer globalen Zustandskontrolle müssen die klimatischen Einflüsse auf den Verformungszustand und die modalen Kenngrößen der Struktur eindeutig beschrieben werden können. Während die Erfassung der realen Temperaturen innerhalb der Baustruktur zur Berechnung der klimabedingten Verformungen ein bekanntes Vorgehen darstellt, lässt sich feststellen, dass die Beschreibung der physikalischen Zusammenhänge der temperaturbedingten Frequenzwertänderungen im Zuge der Schwingungsüberwachung weit gehend unbekannt ist. Auf der Grundlage detaillierter modaler Auswertungen der Schwingungsmessdaten einer Langzeitmessung und einer Vergleichsmessung zu einem neu erbauten Brückentragwerk konnten die bisher ungeklärten Frequenzänderungen in einem Temperaturbereich von  $-5\text{ °C}$  bis  $0\text{ °C}$  beschrieben werden.

## 7 Aktuelle Bauwerkssicherheit durch Monitoring

An die Benutzung von Brücken wird die Forderung nach Zuverlässigkeit und Funktionalität gestellt. Unter Zuverlässigkeit ist in den meisten Fällen die Gleichmäßigkeit der Funktionalität eines Bauwerks zu verstehen. Neben der Bedeutung der zuverlässigen Benutzbarkeit besteht die Forderung der Benutzer von Bauwerken bezüglich der Sicherheit gegenüber einer Gefährdung von Menschenleben. Mögliche Gefahren können vor allem durch ein Versagen von Bauwerken während der Benutzung entstehen. So definiert z.B. die Schweizer Norm nach [108] den Begriff „Sicherheit“ wie folgt:

*„Sicherheit gegenüber einer Gefährdung besteht dann, wenn diese Gefährdung durch geeignete Maßnahmen unter Kontrolle gehalten oder auf ein akzeptierbar kleines Maß beschränkt wird. Eine absolute Sicherheit kann nicht erreicht werden. Der Begriff Sicherheit bezieht sich in erster Linie auf die Sicherheit von Personen vor den Folgen des Versagens von Tragwerken.“*

Aus den Definitionen der Norm resultiert, dass keine absolute Sicherheit existiert. Um dennoch ein hohes Maß an Sicherheit zu gewährleisten, wird ein geringes Maß an Gefährdung toleriert. Diese Akzeptanz wird im Rahmen der Sicherheitsbetrachtung von Bauwerken als Risiko bezeichnet. Das Risiko stellt sich nach [62] im Vergleich zum Begriff Sicherheit als quantitative Größe dar. Das Risiko kann unter Anwendung der Wahrscheinlichkeitsrechnung als mathematische Größe angegeben werden. Das zu akzeptierende Restrisiko im Zuge der Sicherheitsfrage von Baustrukturen gilt es zu minimieren. Mögliche und erkennbare Gefahrenquellen werden innerhalb einer Risikoanalyse erfasst und durch geeignete Gegenmaßnahmen reduziert. Neben den erkennbaren Risiken existieren noch unvorhersehbare Gefahren. Es ist ersichtlich, dass sich innerhalb des zu akzeptierenden Restrisikos einer Baustuktur Gefahrenquellen verbergen, deren Eintreten als höchst unwahrscheinlich bzw. als unkalkulierbar angesehen werden kann. Unter den unvorhersehbaren Gefahrenquellen wird u.a. menschliches Versagen verstanden.

### 7.1 Zuverlässigkeitsbetrachtungen

Die Zuverlässigkeitsanalyse von Baustrukturen ist grundsätzlich wie folgt definiert: Bauwerke oder Bauwerkskomponenten versagen im Allgemeinen in Folge einer Überbeanspruchung. Diese hohen Einwirkungen resultieren aus einer ungünstig wirkenden Lastkombination. Die Aufgabe ist es, einerseits die Größenordnung solcher extremen Ereignisse zu prognostizieren. Andererseits erfordert eine Zuverlässigkeitsbetrachtung die Bestimmung der Tragfähig-

keiten aller Bauwerkskomponenten. Die Beschreibung der Bauwerkszuverlässigkeit stellt sich als zweigeteiltes Problem dar. Es erfordert eine Betrachtung der Unsicherheiten sowohl auf der Lasteinwirkungsseite als auch auf der Bauwerkswiderstandsseite. Über die Unsicherheiten einzelner Einflussgrößen beider Seiten liegen teilweise statistische Informationen vor, die im Rahmen einer Zuverlässigkeitsanalyse dementsprechend berücksichtigt werden können. Für unbekannte Einflussparameter müssen geeignete Annahmen getroffen werden.

### **7.1.1 Die Tragfähigkeit einer Brückenstruktur**

Bei der Betrachtung der Tragfähigkeit einer Baustruktur kann angegeben werden, dass der Bauwerkswiderstand analog zu den einwirkenden Beanspruchungen einer gewissen Streuung unterliegt. Jedes Bauteil besitzt innerhalb des Tragsystems eine bestimmte Teiltragfähigkeit, die wiederum gewissen Schwankungen unterworfen ist. Die Tragfähigkeit der einzelnen Bauglieder ist durch die jeweilige Querschnittsform gekennzeichnet. Darüber hinaus zeigen die Abmessungen des Querschnitts gewisse Abweichungen und führen somit ebenfalls zu geringfügig unterschiedlichen Querschnittswiderständen. Eine messtechnische Bestimmung der einzelnen Querschnitte der Bauglieder zur Bestimmung ihrer Tragfähigkeit ist aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten ebenso wenig realisierbar wie eine zerstörende Prüfung der Tragfähigkeit der Bauelemente. Die Beschreibung der Bauwerkssicherheit muss demnach auf der Grundlage einer Untersuchung gleichartiger Bauelemente, die vergleichbaren Beanspruchungen ausgesetzt sind, durchgeführt werden. Die Tragfähigkeiten der gleichartigen Bauelemente zeigen ebenfalls gewisse Schwankungen auf. Diese Schwankungen sind durch die Eigenschaften der verwendeten Materialien und deren mögliche Veränderungen während der Nutzungsdauer gekennzeichnet. Das Ergebnis einer repräsentativen Auswertung gleichartiger Bauelemente ist analog zu den einwirkenden Lasten durch eine Verteilungskurve bestimmt.

Zur Beschreibung des Bauwerkswiderstands und der -steifigkeit sind folgende Informationen nötig:

- Geometrie und Maße der Bauteile
- Randbedingungen
- Materialeigenschaften
- Nutzungsdauer
- Alter der Baukonstruktion
- Bauwerkszustand (kann durch Bauwerksmonitoring bestimmt werden)

Aus der Liste der benötigten Parameter zur Berechnung des Bauwerkswiderstands lässt sich feststellen, dass einige Werte gewissen Schwankungen unterliegen. Der Zustand einer Kon-

struktion spielt insbesondere bei der Beantwortung von Fragen über die Nutzungsdauer eines Tragwerks eine entscheidende Rolle. Die Definition des aktuellen Bauwerkszustands wird im Folgenden als Schnittstelle zwischen dem realen Bauwerk und der berechneten Bauwerkssicherheit bzw. der prognostizierten Versagenswahrscheinlichkeit gesehen.

### 7.1.2 Definition der Bauwerkssicherheit

Werden die einwirkenden Größen und die Bauwerkswiderstandgrößen in einem gemeinsamen Diagramm aufgetragen, so muss gemäß [103] und [85] die Einwirkung  $S$  kleiner sein als der Bauwerkswiderstand  $R$ . Gemäß der Abbildung 7.1 können die oben beschriebenen Verteilungskurven der einwirkenden Lasten und des Bauwerkswiderstands erkannt werden. Als Bauwerkssicherheit wird der Abstand zwischen der Beanspruchungsseite und dem zur Verfügung stehenden Bauwerkswiderstand definiert.

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauteils mit bekannter Häufigkeitsverteilung  $F_R$  der Grenztragfähigkeit  $R$  unter Einwirkung einer streuenden Lastgröße  $S$ , beschrieben durch die Verteilungskurve  $F_S$ , kann nach [62] in allgemeiner Form durch die Gleichung (7.1) angegeben werden.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) \cdot F_S(x) dx \quad (7.1)$$

Die Gleichung (7.1) ist, unter der Voraussetzung, dass  $R$  und  $S$  statistisch voneinander unabhängig sind, gültig. Die Zusammenhänge zwischen den einwirkenden Größen und der Bauwerkswiderstandsseite lassen sich anhand der Abbildung 7.1 verdeutlichen. Für die grafische Darstellung der Verteilungsfunktionen der Größen  $S$  und  $R$  ist auf eine Vergleichbarkeit der gewählten Größen zu achten, z.B. resultierende Momente gegenüber aufnehmbaren Momenten.

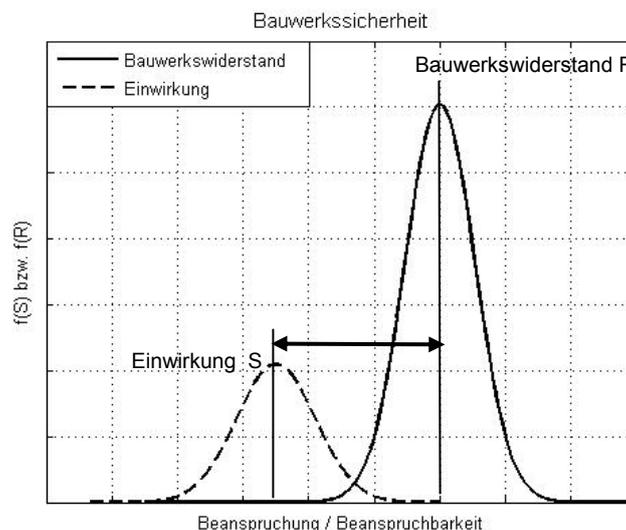


Abb. 7.1: Zur Beschreibung der Bauwerkssicherheit aus [62], [33] und [79]

Zur Beschreibung des Sicherheitsabstands wird die Differenz zwischen den Mittelwerten der beiden Verteilungskurven  $F_R$  und  $F_S$  betrachtet. Aufgrund der Tatsache, dass S und R voneinander unabhängige und normalverteilte Funktionen repräsentieren, gilt nach [62] der Satz über die Summe unabhängiger und normalverteilter Variablen. Daraus folgt, dass die Variable Z, repräsentativ für die Bauwerkssicherheit, ebenfalls normalverteilt ist und sich wie folgt bestimmen lässt:

$$Z = R - S \quad (7.2)$$

Die Parameter der normalverteilten Variablen Z sind folgendermaßen definiert.

$$m_Z = m_R - m_S \quad (m : \text{Mittelwert}) \quad (7.3)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (\sigma : \text{Standardabweichung}) \quad (7.4)$$

Die Dichtefunktion  $f_Z$  der Variablen Z kann gemäß [108] durch folgende Gleichung berechnet werden:

$$f_Z(z) = \frac{1}{\sigma_Z \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{z - m_Z}{\sigma_Z} \right)^2} \quad (7.5)$$

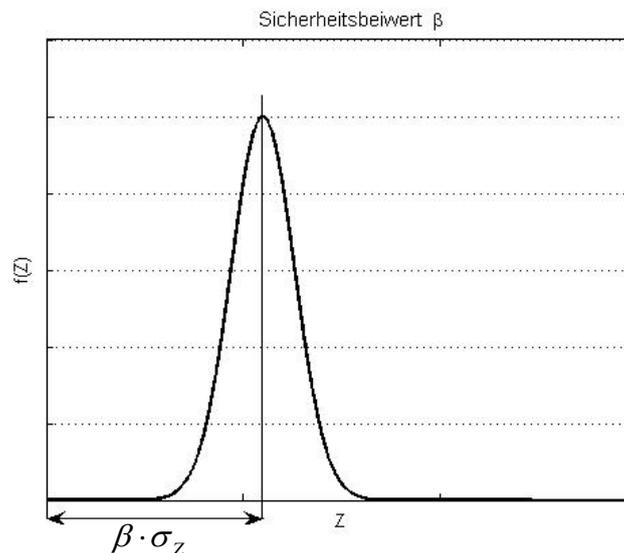


Abb. 7.2: Versagensdichtefunktion und Sicherheitsbeiwert  $\beta$  aus [108]

Der Sicherheitsbeiwert  $\beta$  ergibt sich aus dem Abstand zwischen dem Wert Null und dem Mittelwert der Versagenswahrscheinlichkeitskurve  $f(Z)$ . In Abbildung 7.2 ist die Größenordnung des Sicherheitsbeiwerts zu erkennen. Alle Werte auf der Versagenswahrscheinlichkeitskurve

größer Null bezeichnen dabei Bauwerkssicherheiten. Für Werte kleiner Null liegt ein Systemversagen vor. Der Sicherheitsbeiwert  $\beta$  kann gemäß [45] wie folgt bestimmt werden:

$$\beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (7.6)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann nach [45] in folgender Form angegeben werden.

$$P_V = \Phi(-\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{z-m_Z}{\sigma_Z}\right)^2} dz \quad (7.7)$$

Der Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit und dem Sicherheitsbeiwert  $\beta$  ist in Abbildung 7.3 aufgezeigt.

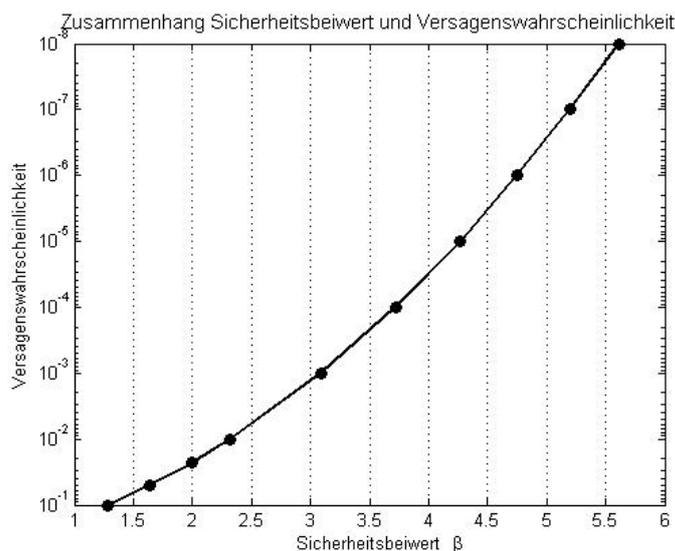


Abb. 7.3: Beschreibung des Zusammenhangs zwischen  $\beta$  und  $P_V$  aus [45]

### 7.1.3 Die Monte-Carlo Methode

Die Monte-Carlo-Methode stellt nach [38] und [54] ein numerisches Verfahren dar, bei dem ein gegebenes Problem durch ein stochastisches Modell beschrieben wird und die entsprechenden Zufallsgrößen des Modells mit Hilfe von Zufallszahlen simuliert werden. Generell können Probleme deterministischer Natur sowie Probleme stochastischer Natur mit der Monte-Carlo-Methode behandelt werden. Die wesentliche Aufgabe stochastischer Probleme besteht darin, ein angepasstes Modell zu beschreiben. In den meisten Fällen werden komplexere Zufallsprozesse durch einfache, das Problem approximierende, ersetzt.

Mathematisch betrachtet ist das System ein wahrscheinlichkeitsgewichteter Weg im Phasenraum. Monte-Carlo-Simulationen eignen sich nach [38] zur Berechnung von statistischen Mittelwerten einer Größe  $A$ :

$$A \geq \sum_{x \in \Omega} P(x) \cdot A(x) \quad (7.8)$$

$P(x)$  repräsentiert in diesem Zusammenhang ein normiertes statistisches Gewicht.  $A(x)$  beschreibt den Wert der Größe  $A$  im Zustand  $x$ . Die Summation bzw. die Integration verläuft über den Raum  $\Omega$ . Oft ist der Raum  $\Omega$  so groß, dass die Summation nicht vollständig durchgeführt werden kann. Stattdessen wird eine Kette  $x_1, x_2, x_3, \dots$  von Zuständen in  $\Omega$  erzeugt, deren Häufigkeiten wie das vorgegebene Gewicht  $P(x)$  verteilt sind. Bereiche des Raums  $\Omega$  mit hohem Gewicht werden folglich häufiger in der Kette vertreten sein als Bereiche mit niedrigem Gewicht. Die Erwartungswerte lassen sich als arithmetisches Mittel der Größe  $A$  zu den Zuständen der Kette berechnen.

$$A = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N A(x_i) \quad \text{mit } N = \text{Anzahl von Zuständen} \quad (7.9)$$

Die Grundlage bildet das Gesetz der großen Zahlen. Zur Gewährleistung der Effektivität der Methode wird eine große Anzahl von Simulationen benötigt. Der Algorithmus zur Erzeugung der Kette hat ergodisch zu sein. Darunter ist zu verstehen, dass die Kette tatsächlich den gesamten Raum  $\Omega$  bedeckt und nicht nur einen Teil des Raumes abtastet. Die benötigten Zufallszahlen können mit einem Computer simuliert werden und besitzen eine auf das Problem angepasste statistische Qualität. Die Monte-Carlo-Methode ist leistungsfähig und liefert schnell ein Ergebnis. Bei ihrer Anwendung handelt es sich immer um eine Approximation.

Die Vorgehensweise zur Anwendung der Monte-Carlo-Simulation ist in Abbildung 7.4 aufgezeigt. Kern der Simulation ist ein durch Zufallsvariablen charakterisiertes, deterministisches bzw. stochastisches Modell. Die Zufallsvariablen beschreiben dabei streuende Parameter und besitzen eine dem Problem adaptierte, statistische Aussagekraft.

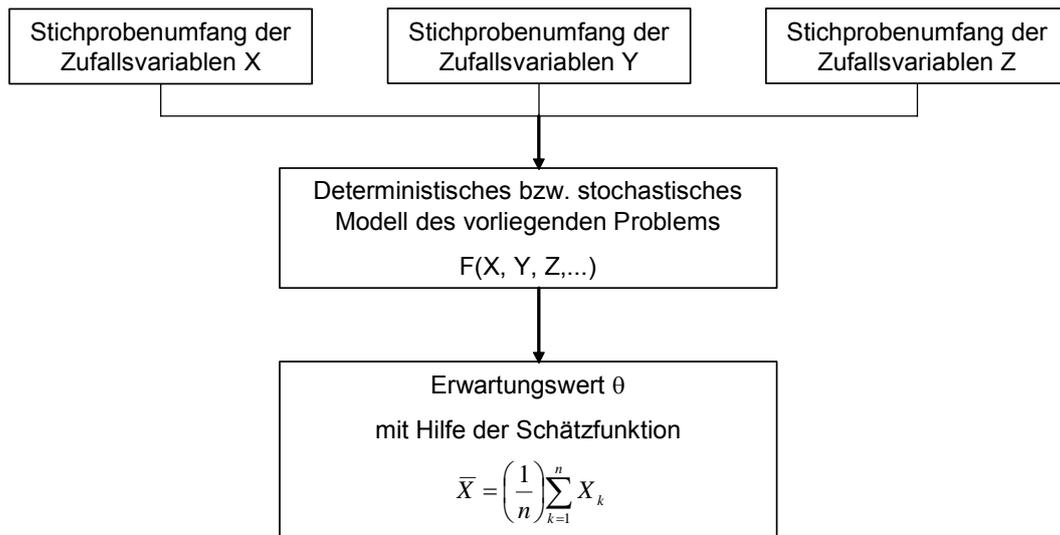


Abb. 7.4: Zur Funktionsweise der Monte-Carlo Simulation

## 7.2 Bauwerkszuverlässigkeit am Beispiel der Straßenbrücke Schlehdorf

Zur Beschreibung der Bestimmung der aktuellen Bauwerkssicherheit werden im Nachfolgenden streuende Parameter innerhalb der Sicherheitsanalyse berücksichtigt und mit Informationen, wie sie aus Monitoringprojekten resultieren, ergänzt. Als Beispiel dient die in Kapitel 6 erläuterte Straßenbrücke über die Loischach. Im Zuge einer Zuverlässigkeitsanalyse an einer bestehenden Brücke existiert eine Vielzahl streuender Kenngrößen. Im Folgenden sind Annahmen bezüglich der Einwirkungen, der Querschnittsgeometrie und der Materialeigenschaften getroffen worden. Die Abbildung 7.5 gibt über die berücksichtigten streuenden Parameter im Zuge der Sicherheitsanalyse Auskunft.

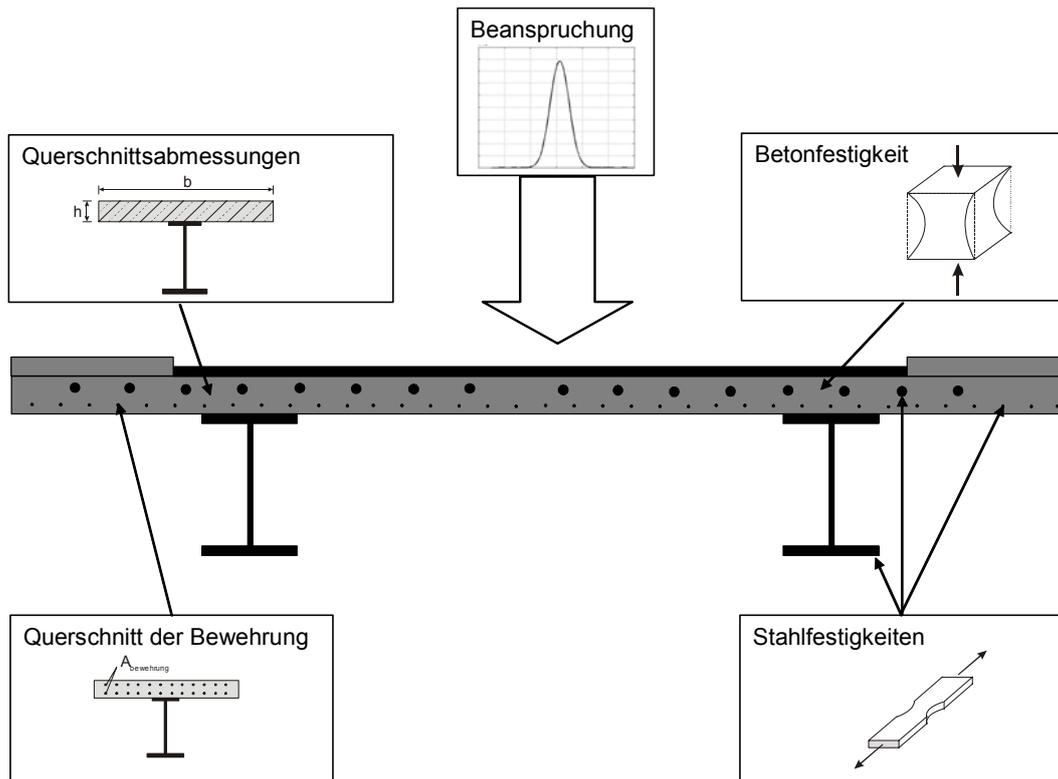


Abb. 7.5: Überblick über streuende Berechnungsgrößen zur Bestimmung des Bauwerkswiderstands

### 7.2.1 Sicherheitsmarge auf Grundlage der Monte-Carlo Simulation

Die Monte-Carlo-Simulation an der Straßenbrücke Schlehdorf basiert auf der Funktion zur Bestimmung der lokalen Querschnittstragfähigkeiten. Das im lokalen Querschnitt aufnehmbare Moment ist durch folgenden funktionalen Zusammenhang bestimmt:

$$\text{aufn. } M_{QS} = F(F_B, F_S, F_{St}, F_{Sp}, A_B, A_{st}, A_{sp})$$

(mit  $F_B$ =Betonfestigkeit,  $F_S$ =Stahlfestigkeit,  $F_{St}$ =Bewehrungsstahlfestigkeit

$F_{Sp}$ =Spannstahlfestigkeit,  $A_B$ =Betonquerschnittsfläche

$A_{st}$ =Querschnittsfläche der Bewehrung,  $A_{sp}$ =Querschnittsfläche der Spannglieder)

Das Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation ist den Abbildungen 7.6 und 7.7 zu entnehmen. Abbildung 7.6 zeigt das direkte Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation für die Berücksichtigung der streuenden Parameter zur Berechnung des aufnehmbaren Moments. Durch eine Interpolation kann aus dem direkten Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation eine Ausgleichskurve bestimmt werden. In Abbildung 7.7 kann auf der linken Seite die Verteilungsfunktion der einwirkenden Beanspruchungen und auf der rechten Seite die Verteilungsfunktion des streuenden Bauwerkswiderstands dargestellt werden. Zu den Verteilungskurven der Einwirkung und des Widerstands können jeweils die zugehörigen statistischen Kenngrößen, wie

der Mittelwert und die Standardabweichung, bestimmt werden. Auf der Basis der berechneten statistischen Kenngrößen lässt sich nach Abschnitt 7.1.2 der Sicherheitsindex  $\beta$  ermitteln.

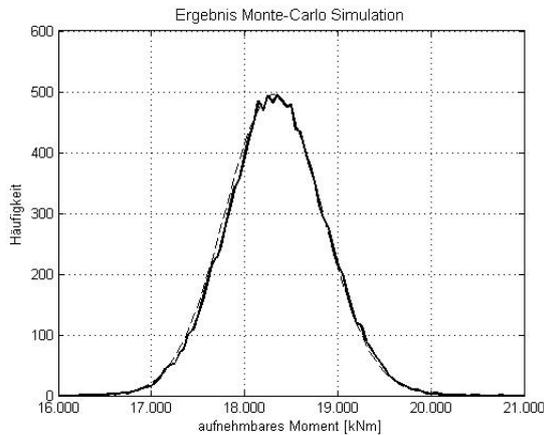


Abb. 7.6: Ergebnis (Monte-Carlo-Simulation)

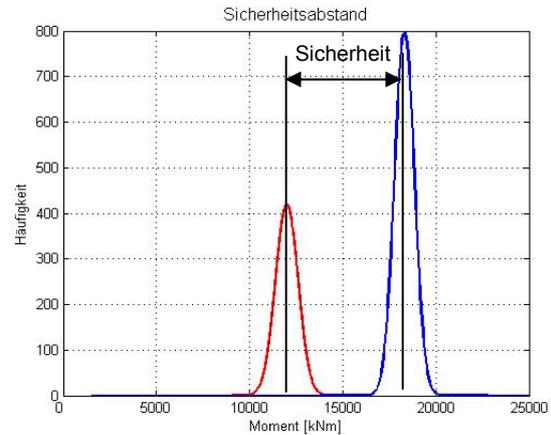


Abb. 7.7: Berechnete Sicherheitsmarge

In Abbildung 7.7 wurde für das vorliegende Beispiel der Verbundbrücke über die Loisach der Sicherheitsindex  $\beta$  für den Querschnitt über den Stützen analysiert. Analog kann eine Sicherheitsbetrachtung für beliebige andere Schnitte innerhalb des Bauwerks erarbeitet werden. Die Sicherheitsbeurteilung kann auf das gesamte Tragwerk ausgedehnt werden. In Abbildung 7.8 ist der Verlauf der Sicherheitsmarge zwischen den Einwirkungen und dem Brückenwiderstand über die gesamte Brückenlänge präsentiert. Die zugrundeliegende Lastverteilung ist durch eine kontinuierliche Gleichstreckenlast über die gesamte Brückenlänge gekennzeichnet.

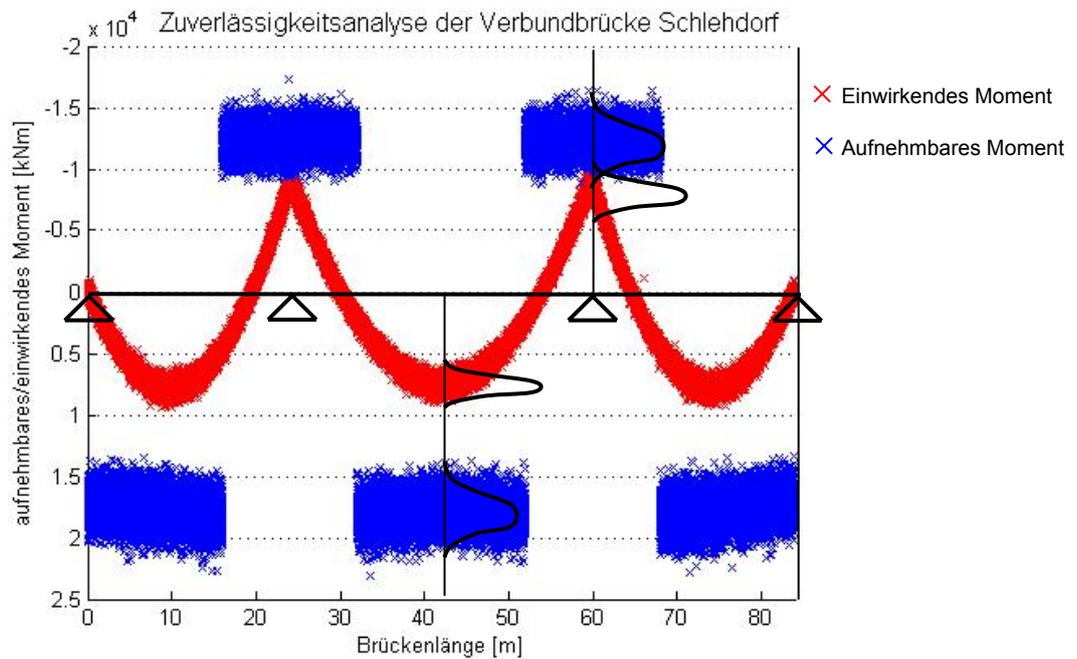


Abb. 7.8: Gegenüberstellung der Beanspruchungen und des Brückenwiderstands für das gesamte Tragwerk

In den meisten Fällen ist eine Betrachtung an den maßgebenden Stellen innerhalb der Baustruktur ausreichend. Für das vorliegende Beispiel der Verbundbrücke kann der Sicherheitsindex unter Berücksichtigung der angesetzten Einwirkungen über den Stützen zu  $\beta = 2,77$  berechnet werden. Aus Abbildung 7.8 ist ersichtlich, dass die Stützenbereiche der Straßenbrücke über die Loisach als hoch beansprucht angegeben werden können.

## 7.2.2 Berücksichtigung von Ergebnissen des Monitorings

Die Bestimmung der Bauwerkssicherheit auf der Basis einer Monte-Carlo-Simulation berücksichtigt, wie bereits aufgezeigt, eine Reihe von streuenden Bauwerkseigenschaften. Werden im Zuge einer Monitoringmaßnahme an einer Tragkonstruktion Schädigungen identifiziert, so gilt es, die Erkenntnisse der Zustandsüberwachung im Rahmen der Sicherheitsanalyse zu integrieren. Die Abbildung 7.9 zeigt eine mögliche Schnittstelle zwischen dem Monitoring und der Sicherheitsanalyse auf. Die identifizierten Schädigungsmechanismen sind geeignet im Zuge der Monte-Carlo-Simulation zu quantifizieren. Dabei können steifigkeitsreduzierende Eigenschaften z.B. über die Veränderung der geometrischen Abmessungen, der Bewehrungsmenge bzw. der Materialeigenschaften beschrieben werden.

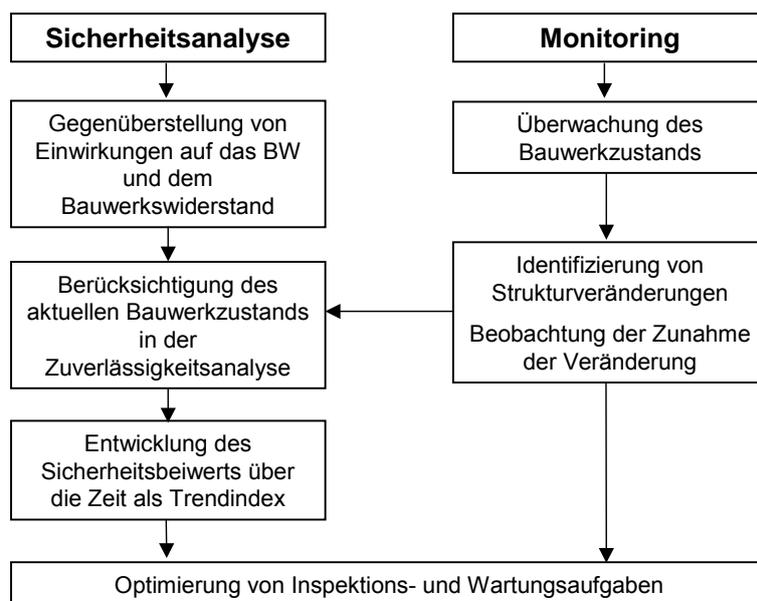


Abb. 7.9: Überblick über die Integration der Ergebnisse des Bauwerksmonitorings zur Bestimmung der aktuellen Bauwerkssicherheit

Die Sicherheitsmarge lässt sich daraufhin über der Zeit dokumentieren und Veränderungen können beobachtet werden. In Abbildung 7.10 kann für die Verbundbrücke der Verlauf des Sicherheitsbeiwertes für die simulierten Schadensbeispiele Nr. 1 bis 6 gemäß Tabelle 7.1 aufgezeigt werden.

Tab. 7.1: Beschreibung der simulierten Schädigungsfälle

Bezeichnung	Beschreibung
Unbeschädigt Nr. 0	Ausgangssituation
Schädigung Nr.1	Betonabplatzungen (1,7 % Betonflächenreduzierung)
Schädigung Nr.2	Betonabplatzungen (3,4 % Betonflächenreduzierung)
Schädigung Nr.3	Versagen von 1 Spannglied
Schädigung Nr.4	Versagen von 2 Spanngliedern
Schädigung Nr.5	Korrosion des unteren Flansches (1,7 % Reduzierung der Flanschfläche)
Schädigung Nr.6	Korrosion des unteren Flansches (4,2 % Reduzierung der Flanschfläche)

Die Schadensbeispiele 3 und 4 repräsentieren dabei Lastfälle, die im Zuge der real durchgeführten Schädigungstests an der Verbundbrücke über die Loisach gemäß 6.2 umgesetzt worden sind.

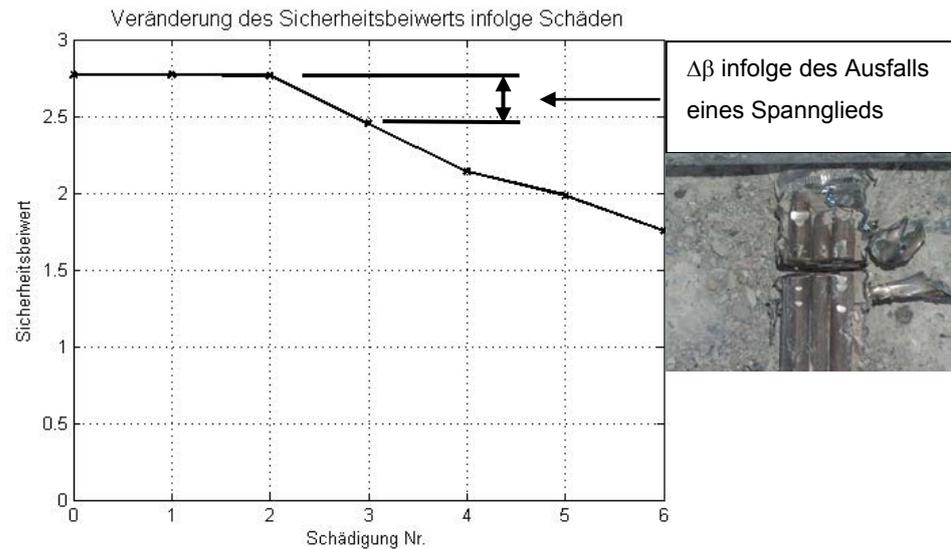


Abb. 7.10: Verlauf der Bauwerkssicherheit für die Simulation von Spanngliedausfällen

Zu erkennen ist, dass die Tragfähigkeit eines Spannglieds bereits einen spürbaren Einfluss auf die Tragfähigkeit und folglich auf den lokalen Sicherheitsbeiwert zeigt.

### 7.3 Ergebnis

Der Verlauf der aktuellen Bauwerkssicherheit liefert während der Nutzungsphase des Bauwerks wichtige Informationen über den momentanen Tragwerkszustand. Die Erkenntnisse aus dem Bauwerksmonitoring können sinnvoll in die Analyse der Bauwerkszuverlässigkeit integriert werden. Die zulässigen Toleranzen der Baukonstruktion, die Veränderlichkeiten der Materialeigenschaften, aber auch Unsicherheiten bei der Beschreibung des Bauwerkswiderstands bzw. der Bauwerkseinwirkungen lassen sich mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation abdecken.

Darüber hinaus stellt die Bauwerkssicherheit, repräsentiert durch den Sicherheitsindex  $\beta$ , eine einheitliche Größe dar. Eine direkte Vergleichbarkeit zwischen unterschiedlichen Brückentragwerken wird geschaffen. Diese Vergleichbarkeit kann eine hilfreiche Unterstützung im Zuge der Planung von Instandhaltungsmaßnahmen darstellen. Auf der Basis der Sicherheitsanalyse lassen sich Aussagen über den Fortschritt der Zustandsveränderung eines Bauwerks angeben. Eine Optimierung der Inspektionsintervalle von Brücken und eine bedarfsorientierte Mittelverteilung für Instandhaltungsarbeiten kann auf dieser Grundlage erarbeitet werden.

## 8 Fazit – Ausblick

Die vorliegende Arbeit beinhaltet Vorgehensweisen des globalen Monitoringkonzepts. Dabei wird zwischen verformungsbasierten und schwingungsbasierten Methoden unterschieden. Neben den theoretischen Grundlagen der beiden Konzepte zur Identifizierung von Schädigungen an Brücken sind mögliche Einflüsse auf die Kontrollparameter zur Abschätzung der Zuverlässigkeit der Methoden analysiert worden. Für das Monitoringkonzept auf der Basis von Deformationsmessungen konnte ein direkter Bezug zwischen dem erkennbaren Schädigungsgrad und der jeweiligen zu berücksichtigenden Messgenauigkeit hergestellt werden. Die Zuverlässigkeit der schwingungsbasierten Monitoringmethode kann ausschließlich unter Beachtung sämtlicher Einflussfaktoren abgeschätzt werden. Die messtechnische Erfassung der Brückencharakteristik bildet dabei die Grundlage einer Genauigkeitsbetrachtung. Als wesentlich stellen sich in diesem Zusammenhang die Art der Sensoren, die Abtastrate, die Länge der Messung und die Positionen der Sensoren dar. Der Algorithmus zur modalen Analyse der gemessenen Daten bildet einen weiteren wichtigen Faktor im Rahmen einer zuverlässigen schwingungsbasierten Monitoringmethode. Des Weiteren kommt den verwendeten Schädigungsindikatoren eine große Bedeutung zu. Welcher Schädigungsmechanismus zuverlässig identifiziert werden kann, hängt neben dem Auswertalgorithmus auch von der Art der Schädigung und der Schadensposition ab. Es kann festgestellt werden, dass die Zuverlässigkeit der schwingungsbasierten Monitoringmethode von einer Vielzahl von Faktoren abhängt und folglich nur unter deren Berücksichtigung abgeschätzt werden kann.

Der bisher ungeklärte Zusammenhang zwischen Umgebungstemperaturen und den Eigenfrequenzwerten einer Brückenstruktur konnte im Rahmen der vorliegenden Arbeit erörtert werden. Mit hoher Wahrscheinlichkeit ist der hohe Steifigkeitsanstieg für Temperaturen unter 0°C auf das Verfestigen der Risse im Beton zurückzuführen. Folglich beinhaltet der sprunghafte Anstieg der Frequenzwerte infolge absinkender Temperaturen bereits wichtige Informationen über den Brückenzustand. Der wesentliche Vorteil dieser Erkenntnis ist, dass das Maß des Steifigkeitsanstiegs infolge einer Abkühlung zur Zustandskontrolle herangezogen werden kann. Die erläuterten Methoden zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses unter Anwendung regressiver Modelle oder der Faktoranalyse übergehen diese wichtige Erkenntnis. Das Verständnis des temperaturbedingten Einflusses auf die modale Brückencharakteristik bildet die Voraussetzung für eine zuverlässige Zustandsüberwachung.

Ein Vergleich zwischen der verformungsbasierten und der schwingungsbasierten Monitoringmethode zeigt keinen eindeutigen Vorzug einer einzelnen Methode auf. Es konnte im Gegenteil dargestellt werden, dass sich die beiden Monitoringkonzepte gegenseitig ergänzen. Dies ist dadurch zu begründen, dass die möglichen Schädigungsmechanismen einer Brücke differenzierte Einflüsse auf das Steifigkeitsverhalten ausüben. Dieser Effekt ist bisher

im Zuge internationaler Forschungsaktivitäten kaum berücksichtigt worden. In Bezug auf die Erforschung innovativer Schädigungsindikatoren aus Schwingungsmessdaten stellt sich die Frage, ob ein einzelner Überwachungsparameter auf sämtliche Prozesse innerhalb einer Tragstruktur reagieren kann. Die Erkenntnisse der eigens durchgeführten Schädigungstests zeigen, dass Schadensfälle eintreten können, die sich ausschließlich mit der verformungs-basierten bzw. der schwingungsbasierten Methode identifizieren ließen. Somit lässt sich für die Anwendung der globalen Monitoringmethode angeben, dass die Kombination verschiedenartiger Überwachungskenngrößen die Zuverlässigkeit der Zustandskontrolle erheblich steigert. Nach einer anfänglich durchgeführten Identifikation der Temperatureinflüsse auf das Verformungs- und Schwingungsverhalten einer Brücke stehen die bereinigten Messdaten als Basis einer kontinuierlichen Zustandsüberwachung zur Verfügung. Eine Schädigung kann durch den Vergleich zwischen der aktuell gemessenen Brückencharakteristik und einer Referenzmessung bzw. einer numerischen Berechnung erkannt werden. Der Einsatz innovativer Auswertelgorithmen ermöglicht vor allem bei der Anwendung des schwingungsbasierten Monitorings neben der Registrierung auch die Lokalisation und die Quantifizierung eines Schadens.

Das globale Monitoringkonzept bietet sich folglich für Brückenstrukturen an, bei denen die möglichen Schwachstellen nicht bekannt sind. Haben sich im Laufe der Brückeninstandhaltung bereits geschwächte Stellen innerhalb des Brückentragwerks herausgestellt, kann die globale Monitoringmethode verfeinert werden. Dazu werden die globalen Brückenreaktionen mit Messdaten der hochbeanspruchten Bereiche kombiniert. Lokale Effekte können dadurch im Zuge der Zustandsüberwachung effektiv berücksichtigt werden.

Grundsätzlich ist zur Anwendung des globalen Monitorings festzustellen, dass lediglich zur Erfassung einer detaillierten Referenzmessung ein hoher Messaufwand benötigt wird. Die Aufzeichnung der kontinuierlichen Messwerte zur Zustandsüberwachung kann in den meisten Fällen anhand weniger aussagekräftiger Sensorpositionen erfolgen. Somit resultiert ein kostengünstiges und kontinuierlich arbeitendes Monitoringkonzept, das in der Lage ist, unmittelbar nach Schädigungseintritt eine Information an die verantwortliche Instanz zu senden. Wesentliche Sparpotenziale der Monitoringmethode können darüber hinaus in einer frühzeitigen Reparaturmaßnahme bzw. der Vermeidung weiterer Folgeschäden erkannt werden. Die Kosten für eine Monitoringmaßnahme sind demnach in Bezug auf die gesamtheitlichen Unterhaltskosten zu sehen.

## 9 Literaturverzeichnis

- [1] ADINA; Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis; Finites Elemente Programmsystem; Version 8.1; ADINA R&D, Inc.; USA
- [2] Allemang, R.J.; Brown, D.L.; A correlation coefficient for modal vector analysis; Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference; pp. 110-116; 1982
- [3] Altenbach, J.; Altenbach, H.; Einführung in die Kontinuumsmechanik; B.G. Teubner; Stuttgart; 1994
- [4] Arand, W.; Verhalten von Asphalten bei tiefen Temperaturen; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik; Heft 407; Braunschweig; 1984
- [5] Armer, GST; Monitoring and assessment of structures; Spon Press; 2001
- [6] ARTEMIS Extractor; Natural Input - Multiple Output Modal Analysis; Schwingungsanalyseprogrammssystem; Version 3.4; Structural Vibration Solutions A/S; Dänemark
- [7] Aschl, H.; Wärmeausdehnung, Elastizitätsmodul, Schwinden, Kriechen und Restfestigkeit von Reaktorbeton unter einachsiger Belastung und erhöhten Temperaturen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Nr. 324; Ernst Verlag; Berlin; 1981
- [8] Bachmann, H.; Schwingungsprobleme bei Bauwerken; Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau; Zürich; 1987
- [9] Barnes, J.; Rizos, C.; Kanli, M.; Small, D.; Voigt, G.; Gambale, N.; Lamance, J.; Structural Deformation Monitoring Using *Locata*; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [10] Basseville, M.; On sensor positioning for structural health monitoring; Structural health monitoring 2004; ed.by Chr. Boller; Sheffield; UK
- [11] BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen; Brücken-Management-System (BMS); [www.bast.de](http://www.bast.de)
- [12] Bauwerksprüfung nach DIN 1076; Bedeutung, Organisation, Kosten; Bundesministerium für Verkehr – Abteilung Straßenbau; Dokumentation 1997
- [13] Beards, C.F.; Structural Vibration: Analysis and Damping; Arnold; New York; 1996
- [14] Becker, E.; Bürger, W.; Kontinuumsmechanik; Teubner; Darmstadt 1975
- [15] BELFA; Belastungsfahrzeug; [www.belfa.de](http://www.belfa.de)

- [16] Bendat, J.-S.; Nonlinear system analysis and identification from random data; Wiley; New York; 1990
- [17] Bendat, J.-S.; Piersol, A.-G.; Engineering Applications of correlation and spectral analysis; Wiley; New York; 1980
- [18] Bendat, J.-S.; Piersol, A.-G.; Random data - Analysis and measurement procedures; Wiley; New York; 1986
- [19] Bergmeister, K.; Santa, U.; Brückeninspektion und –überwachung; Betonkalender 2004; Abschnitt VIII
- [20] Bergmeister, K.; Santa, U.; Global monitoring concepts for bridges; Structural Concrete 2; 2001
- [21] Bergmeister, K.; Santa, U.; Zustandsüberwachung und Bewertung von Betontragwerken, Beton- und Stahlbetonbau, Volume 100, 2005, Seiten 82-88
- [22] Bitumen; Ausgabe 4; 65. Jahrgang; 2003
- [23] Brincker, R.; Zang, L.; Andersen, P.; Modal identification from ambient responses using Frequency Domain Decomposition; Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference; San Antonio; Texas; USA; 2000
- [24] BRITE/EuRam BE96-3157, SIMCES; Synthesis Report; 1999
- [25] Brownjohn, J.; A Structural Health Monitoring Paradigm for Civil Infrastructure; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [26] Brownjohn, J.; Real-Time Long-Term Monitoring of Static and Dynamic Displacements of an Office Tower, Combining RTK GPS and Accelerometer Data; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [27] Brückenerhaltung – Bridge Management; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik; Heft 666; 1994
- [28] Brunner, F.K; Fibre Optic Sensors: An Overview; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [29] Budelmann, H.; Verhalten von Beton bei mäßig erhöhten Betriebstemperaturen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 404; Beuth Verlag; Berlin; 1989
- [30] Budelmann, H.; Zum Einfluss erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten; Heft 76; Braunschweig; 1987

- [31] Cosser, E.; Meng, X.; Roberts, G.W.; Dodson, A.H.; Barnes, J.; Rizos, C.; Precise Engineering Applications of Pseudolites Augmented GNSS; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [32] Cosser, E.; Roberts, G.W.; Meng, X.; Dodson, A.H.; Single Frequency GPS for Bridge Deflection Monitoring: Progress and Results; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [33] Das, P.-C.; Safety of bridges; the institution of civil engineers; Telford; 1997
- [34] Der Brockhaus; 10. neu bearb. Aufl.; Brockhaus, Mannheim; September 2003
- [35] DIN 1072; Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen; Dezember 1985
- [36] DIN 1076; Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Oktober 1999
- [37] Dobmann, G.; Zuverlässigkeit und Qualifizierung der ZFP – Leistungsmerkmale zur Bestimmung ihres Stellenwertes als eine qualitätssichernde Maßnahme; Fachtagung Bauwerksdiagnose; DGZfP-Berichtsband; Leipzig; 2001
- [38] Ermakow, S.M.; Die Monte-Carlo-Methode und verwandte Fragen; Oldenbourg; München; 1975
- [39] Eustacchio, E.; Mechanische Eigenschaften von Asphalt; Straßenforschung Nr. 165; Bundesministerium für Bauten und Technik; Wien; 1981
- [40] Ewins, D.J.; Modal Testing – Theorie and Practice; Research Studies Press, Taunton, England, 1989
- [41] Experimentelle und rechnerische Modalanalyse sowie Identifikation dynamischer Systeme; Veröffentlichungen der VDI Schwingungstagung 2000; VDI Berichte 1550; Düsseldorf 2000
- [42] Farrar, C.R.; James, G.H.; System identification from ambient vibration measurements on a bridge; Journal of Sound and Vibration; Nr. 205(1); Academic Press; 1997
- [43] Fastabend, M.; Zum Trag- und Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen bei tiefen Temperaturen; Essen; 1987
- [44] Felix, C.; Pimentel, M.; Costa, B.; Faria, R.; Figueiras, J.; Monitoring of Oporto Luiz I steel bridge during a load test; Structural health monitoring 2004; ed.by Chr. Boller; Sheffield; UK
- [45] Fleischer, D.; Praktische Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Baukonstruktionen – Grundlagen – Theorie – Anwendung; Lehrstuhl für Stahlbau; Universität der Bundeswehr München; Nr. 3/88; München; 1988
- [46] Friebel, W.-D.; Bauwerksdaten und Bauwerksprüfung; Symposium Bauwerksdiagnose; DGZfP-Berichtsband 76; Leipzig; 2001

- [47] Fritzen, C.-P.; Vibration-based Structural Health Monitoring – Concepts and Applications; Key Engineering Materials; Vols 293-294; pp 3-18; Truss Tech Publications; Switzerland; 2005
- [48] Geier, R.; Flesch, R.; Ein Konzept für integriertes Bauwerksmonitoring; D-A-CH Mitteilungsblatt; Band 80; Bauingenieur; September; 2005
- [49] Ghiocel, D.; Lungu, D; Wind, Snow and Temperature effects on Structures based on probability; Abacus Press; Kent; 1972
- [50] Gisin, W.; Bachmann, H.; Versuche zum dynamischen Verhalten teilweise vorgespannter Leichtbeton- und Betonbalken; Institut für Baustatik und Baukonstruktion ETH Zürich; Birkhäuser Verlag; Basel 1985
- [51] Gordon, S.; Lichti, D.; Franke, J.; Stewart, M.; Measurement of Structural Deformation using Terrestrial Laser Scanners; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [52] Guo, F.; Ein Modell zur wirklichkeitsnahen instationären Berechnung von Stahl- und Spannbetonstrukturen im Tieftemperaturbereich; Heft 10; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; Bergische Universität Wuppertal; 2002
- [53] Hall, W. B.; Reliability of Service-Proven Structures; Journal of Structural Engineering (1988); S.608-623;
- [54] Hengartner, W.; Theodorescu, R.; Einführung in die Monte-Carlo-Methode; Hanser Verlag; München; 1978
- [55] Heunecke, O.; Surveying and Monitoring of Bridges – a geodetic glance on the topic; Proceedings of the First Munich Bridge Assessment Conference; June 20-24; 2005; Munich; Germany
- [56] Heunecke; Welsch; Kuhlmann; Handbuch Ingenieurgeodäsie – Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen; Wichmann Verlag; Heidelberg; 2000
- [57] Hosser, D.; Innovative Strategien und Methoden der Bauwerksüberwachung; Sicherheit und Risiko im Bauwesen; Bericht Nr. 20; Darmstadt; 2000
- [58] Hürtgen, H.; Zum viskoelastischen und viskoplastischen Verhalten von Asphalt; Bundesanstalt für Straßenwesen; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik; Heft 361; Bonn; 1982
- [59] Inaudi, D.; SOFO Sensors for Static and Dynamic Measurements; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [60] Jauregui, D.V.; Farrar, Ch.R.; Comparison of damage identification algorithms on experimental modal data from a bridge; Proceedings of the International Modal Analysis Conference; Pages 1423-1429

- [61] John, T.; Krex, L.; Mehlhorn, G.; Die Identifikation von Rissbereichen an Stahlbetonbalken und -platten mit Hilfe von Schwingungsdaten; Bautechnik 78; Heft 4; Ernst & Sohn; 2001
- [62] Klingmüller, O.; Bourgund, U.; Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau; Vieweg; Braunschweig; 1992
- [63] Kullaa, J.; Structural health monitoring under variable environmental or operational conditions; Structural health monitoring 2004; ed.by Chr. Boller; Sheffield; UK
- [64] Lehrgang Modalanalyse; Handbücher der Firma Müller BBM; München; 2005
- [65] Lienhart, W.; Brunner, F.K.; Monitoring einer Brücke mit geodätischen Methoden und faseroptischen Sensoren; Ingenieurvermessung 2004; ETH Zürich; 2004; Seiten 81-92
- [66] Litzka, J.; Gebrauchsverhaltensorientierte Bitumenprüfung; Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten; Heft 479; Wien; 1999
- [67] Maeck, J.; Peeters, B.; De Roeck, G.; Damage identification on the Z24 bridge using vibration monitoring; Smart materials and structures; Nr. 10; 2001
- [68] Mangerig, I.; Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Verbundbrücken; Technische Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-4 des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr Universität Bochum; 1984
- [69] Mangerig, I.; Retze, U.; Monitoring – From the measurement to the statement; Proceedings of the 3<sup>rd</sup> World Conference of Structural Control; Como; Italy; 2002
- [70] Mangerig, I.; Retze, U.; Bauwerksmonitoring – Methoden zum Erkennen von Strukturveränderungen; Berichtsband der Tagung Baudynamik; VDI-Berichte 1754; Kassel; 2003
- [71] Mangerig, I.; Retze, U.; Damage detection and health-monitoring of bridge structures; Proceedings of the First Munich Bridge Assessment conference; June 20-24; 2005; Munich; Germany
- [72] Mangerig, I.; Retze, U.; Ergebnisbericht der Belastungstests an der Straßenbrücke Eglasmühle; interner unveröffentlichter Bericht; 2000
- [73] Mangerig, I.; Retze, U.; Monitoring of structures for highspeed transportation railway systems; Proceedings of the IABSE symposium; Antwerp; 2003
- [74] Mangerig, I.; Retze, U.; Monitoring; Proceedings of the 4<sup>th</sup> International PhD-Symposium; Munich; 2002
- [75] Mangerig, I.; Retze, U.; Monitoringmethoden zur Diagnose des Tragwerkzustandes bestehender Brückenbauwerke; 14. DAST – Forschungskolloquium Stahlbau; Berlin; 2003

- [76] Mangerig, I.; Zapfe, C.; Lichte, U.; Retze, U.; Transrapid Langsamfahrweiche – Klimatische Temperaturbeanspruchungen; Forschungsarbeit im Auftrag der Thyssen Transrapid System GmbH; Kassel; 2000
- [77] Meng, X.; Roberts, G.; Dodson, A.; Andreotti, M.; Cosser, E.; Meo, M.; Development of a Prototype Remote Structural Health Monitoring System; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [78] Mohammed S.E. Imbabi; Olubayo O.R. Famiyesin; Hock, C. Tan; Real-time monitoring of reinforced concrete structures using dynamic deformation signature; Structural health monitoring 2001; ed.by F.K. Chang; Stanford; CA, CRC Press
- [79] Natke, H.-G.: Structural safety evaluation based on system identification approaches; Vieweg; Braunschweig; 1988
- [80] Natke, H.-G.; Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse; Vieweg; Wiesbaden 1992
- [81] Ndambi, J.-M.; Vantomme, J.; Structural damage detection in reinforced concrete beams using modal damping measurements; Structural health monitoring 2001; ed.by F.K. Chang; Stanford; CA, CRC Press
- [82] Ning, F.S.; Kao, S.P; Chang, C.C.; Meng, X.; Preliminary Testing of Pseudolite to Improve GPS Precision; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [83] O'Connor, C.; Shaw, P.-A.; Bridge loads; An international perspective; Spon Press; 2000
- [84] Owen, J.S; Pearson, S.R.; The Use of Dynamic Data for the Structural Health Monitoring of Bridges; 1st FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [85] Palle, T.-C.; Baker, M.-J.; Structural Reliability Theory and Its Applications; Springer Verlag; Berlin; 1982
- [86] Peeters, B.; De Roeck, G.; One year monitoring of the Z24-bridge : environmental influences versus damage events; Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference; San Antonio; Texas; USA; 2000
- [87] Petersen, Ch.; Dynamik der Baukonstruktionen; Vieweg; Braunschweig; 2000
- [88] Pfisterer, H.; Maintenance of Bavarian Bridges; Proceedings of the First Munich Bridge assessment Conference; June 20-24; 2005; Munich; Germany

- [89] Phanl, L. T.; Lawson, J. R.; David, F. L.; Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete; *Materials and Structures / Materiaux et Constructions*; Vol. 34; 2001; pp 83-91
- [90] Phares, B.M.; Rolander, D.; Graybeal, B.A.; Washer, G.A.; Studying the reliability of bridge inspection; *Public roads magazine*; Nov./Dec. 2000; [www.tfrc.gov/pubrds/nov00/bridge.htm](http://www.tfrc.gov/pubrds/nov00/bridge.htm)
- [91] Protopsalti, K.; Nickitopoulou, A.; Psimoulis, P.; Pythrouli, S.; Kontogianni, V.; Triantafillidis, P.; Stiros, S.; Accuracy of Simple GPS Kinematic Techniques: Evidence from Experiments, and Implications for the Study of Large Flexible Engineering Structures; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [92] Roberts, G.; Meng, X.; Brown, C.; From St Paul's to the Tate Modern; Overcoming Problems in Monitoring Bridge Deflections Using GPS; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [93] Roeck, G.; Maeck, J.; Dynamic bending and torsion stiffness derivation from modal curvatures and torsion rates; *Journal of Sound and Vibration*; No. 225(1); P.153-170; 1999
- [94] Rogrigues, J.; Santos, L.O.; Min, X.; Static and dynamic tests of Arade bridge in the A2 Highway; *Structural health monitoring 2004*; ed.by Chr. Boller; Sheffield; UK
- [95] Rohrmann, R.G.; Said, S.; Schmid, W.; Rücker, W.F.; Baeßler, M.; Zustandüberwachung und Dauerüberwachung von Bauwerken mit Hilfe modaler Parameter; *VDI-Berichte*; Nr. 1550; S. 327-349; 2000
- [96] Rostasy, F.S.; Scheuermann, J.; Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen; Teil 1 und 2; Forschungsbericht; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig; Dezember; 1984
- [97] Rostasy, F.-S.; Scheuermann, Jochen; Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen; *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*; Heft 380; Ernst & Sohn; Berlin; 1987
- [98] Ryall, M.J.; Parke, G.A.R.; Harding J.E.; *Manual of bridge engineering; the institution of civil engineering*; Telford; 2000

- [99] Sager, H.; Zum Einfluss hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben; Braunschweig; 1985
- [100] Sampaio, R.P.C.; Maia, N.M.M.; On the detection and relative damage quantification indicator; Structural health monitoring 2004; ed.by Chr. Boller; Sheffield; UK
- [101] Scheuermann, J.; Zum Einfluss tiefer Temperaturen auf Verbund und Rissbildung von Stahlbetonbauteilen; Braunschweig; 1987
- [102] Schmalz, M.; Eigenschaften von Bitumen und polymermodifizierten Bitumen bei tiefen Temperaturen; Technische Universität München; 1995
- [103] Schneider, J.; Schlatter, H.-P.; Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen; Grundwissen für Ingenieure; Teubner; Stuttgart; 1994
- [104] Schneider, U.; Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 337; Berlin; 1982
- [105] Schnell, W.; Gross, D.; Hauger, W.; Technische Mechanik 2 – Elastostatik; Springer Verlag; Darmstadt; 1995
- [106] Schulz, T.; Ingensand, H.; Terrestrial Laser Scanning - Investigations and Applications for High Precision Scanning; FIG Working Week 2004; Athens; Greece; 2004
- [107] Seda-Sanabria, Y.; Trimble, M. D.; Cousins, T.E.; Field Study of Live Load Distribution Factors and Dynamic Load Allowance on Reinforced Concrete T-Beam Bridges; ERDC/GSL TR-03-11; 2003
- [108] Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauwerken; Deutsche Bauinformation; Reihe Technik und Organisation; Berlin 1970
- [109] Som, Z.A.; Setan, H.; Idris, K.N.; A Geodetic Deformation Survey to Monitor the Behavior of a Concrete Slab During Its Axial Compression Testing; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [110] Sonderforschungsbereich 477; Arbeitsbericht 2001-2003; Technische Universität Carolo-Wilhelmina Braunschweig; [www.sfb477.tu-bs.de](http://www.sfb477.tu-bs.de)
- [111] Specht, M.; Kramp, M.; Der Einfluss von freien Schwingungen auf ausgewählte dynamische Parameter von Stahlbetonbiegeträgern; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Beuth Verlag GmbH; Berlin 1999
- [112] Structural Concrete; FIB Bulletins Volume 3; 1999; Sprint-Druck; Stuttgart
- [113] Taheri, Z.; Führer durch die räumliche Elastizitätstheorie; Iconeon; Wien; 2003

- [114] Teskey, W. F.; Radovanovic, R. S.; Paul, B.; Brazeal, R.G.; Measurement of Temperature-Induced Deformations in a Large Roof Structure; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [115] Thienel, K.-C.; Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung; Beuth Verlag; Berlin; 1994
- [116] Tichy, M.; Applied methods of structural reliability; Kluwer; Dordrecht; 1993
- [117] Tolentino, E.; Lameiras, F.S.; Gomes, A.M.; Rigo da Silva, C.A.; Vasconcelos, W.L.; Effects of High Temperature on the Residual Performance of Portland Cement Concrete; Material Research; Vol.5 No.3; São Carlos; 2002
- [118] Tsakiri, M.; Ioannidis, C.; Papanikos, P.; Kattis, M.; Load Testing Measurements for Structural Assessment Using Geodetic and Photogrammetric Techniques; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [119] Van Cranenbroeck, J.; Troyer, L; Leica GPS Spider for Deformation Monitoring; 1<sup>st</sup> FIG International Symposium on Engineering Survey for Construction works and Structural Engineering; Nottingham; United Kingdom; 2004
- [120] Vollrath; Tathoff; Handbuch der Brückeninstandhaltung; Beton-Verlag; Düsseldorf; 1990
- [121] Welsch, J.; Zentrischer Temperaturzwang von Stahl- und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen; Technisch wissenschaftliche Mitteilung Nr. 84-8; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; Ruhr Universität Bochum; Dezember; 1984
- [122] Wenzel, H.; Pichler, D.; Ambient Vibration Monitoring; Wiley; Chichester; 2005
- [123] Wicke, M., Straininger, W., Bergmeister, K.; Verfahren zur Vorhersage des Umfangs von Brückensanierungen; Straßenforschung; Heft 338; Wien; 1987
- [124] Wiedemann, G.; Zum Einfluss tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz; Technische Universität Braunschweig; Heft 55; 1982
- [125] Wikipedia Enzyklopedie; [www.wikipedia.de](http://www.wikipedia.de)
- [126] Wolff, T.; Richardson, M.; Fault detection in structures from changes in their modal parameters; Proceedings of the VII International Modal Analysis Conference; 1989
- [127] Woon, C.E.; Mitchell, L.D.; Variations in structural dynamic characteristics caused by changes in ambient temperature – experimental/analytical; Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference (IMAC), 1996; Detroit

- [128] [www.interfels.com](http://www.interfels.com)
- [129] Yang, C.Y.; Random vibration of Structures; John Wiley; New York; 1986
- [130] Zhao, J.; DeWolf, J.T.; dynamic monitoring of steel girder highway bridge; Journal of bridge engineering; Nov./Dec. 2002
- [131] Zhao, J.; DeWolf, J.T.; Sensitivity study for vibrational parameters used in damage detection; Journal of structural engineering; P. 410-416; April; 1999
- [132] Zilch, K.; Penka, E.; Damage detection using reflectorless electronic distance measurements; Proceedings of the First Munich Bridge assessment Conference; June 20-24; 2005; Munich; Germany
- [133] Zonta, D.; Lanaro, A.; Zanon, P.; A strain-flexibility-based approach to damage location;
- [134] Zonta, D.; Structural damage detection and localization by using vibrational measurements; Dissertation; Universität Bologna; 2000

## 10 Anhang

### A1: Ergebnisse der Studie „Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges“

In Abschnitt 2.3 ist eine Studie über die Zuverlässigkeit der Bauwerksprüfung zitiert worden. In diesem Anhang sind zu der genannten Studie Zusatzinformationen aufgeführt. In Tabelle A1 wird ein Überblick über die beiden analysierten Versuchsbrücken gegeben. Des Weiteren werden in Tabelle A1 die Schädigungsszenarien zu den Abbildungen 2.8 und 2.9 auf Seite 13 näher beschrieben. Ziel dieser Studie war es, die Quote der Schadensidentifizierung der unten aufgeführten Schädigungsszenarien aus einer Gruppe von insgesamt 44 Bauwerksprüfern zu bestimmen. Eine Aussage über die Zuverlässigkeit einer Brückeprüfung kann damit zumindest exemplarisch beantwortet werden. Neben der Ermittlung der Quoten sind weitere Einflussgrößen im Rahmen der Studie berücksichtigt worden:

- Alter des Prüfindgenieurs
- Erfahrungsschatz des Prüfers
- Gesundheitlicher Zustand
- Mentale Einstellung
- Wetterbedingungen (Temperatur, Feuchte, Windgeschwindigkeit)
- Geräuschpegel am Bauwerk
- Lichtverhältnisse

Tab. A1: Beschreibung der Versuchsbrücken

Versuchsbrücke Nr. 1	Versuchsbrücke Nr. 2
	



Beschreibung der Schädigungsszenarien

Szenario 1: Fehlstelle im Korrosionsschutz



Szenario 1: Fehlstelle im Korrosionsschutz



Szenario 2: Allgemeiner Korrosionszustand  
Vgl. Bild oben

Szenario 2: Allgemeiner Korrosionszustand



Szenario 3: Korrosion von Nieten und Nietköpfen



Szenario 3: deformierter Träger

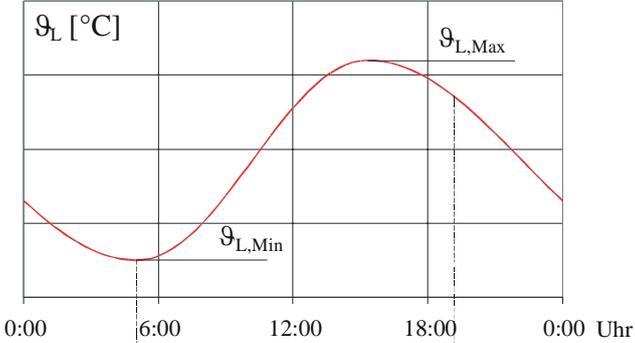
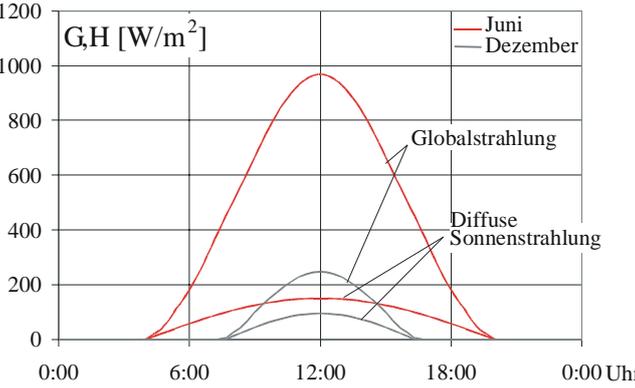


<p>Szenario 4: Heftstellenriss</p> 	<p>Szenario 4: Herstellungsfehler</p>  <p>Falscher Einbau der Steife</p>
<p>Szenario 5: fehlender Nietkopf</p> 	<p>Szenario 5-11: Spannungsrisse</p> 
<p>Szenario 6: Schädigung infolge Anprall Kein Bild vorhanden</p>	<p>Szenario 12-14: defekter Bolzen</p> 
<p>Szenario 7: Auflagerschädigung</p> 	

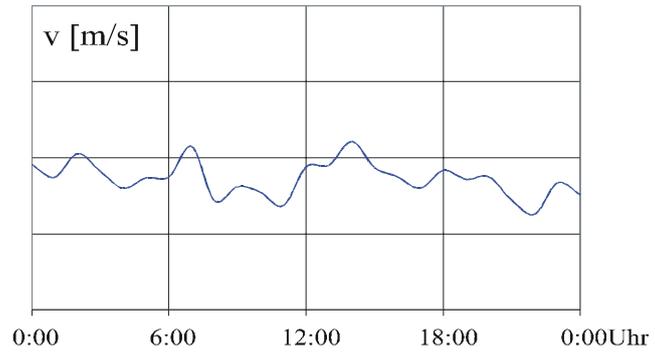
## A2: Klimatische Einflüsse auf die Temperaturverteilung innerhalb von Brücken

In Abschnitt 4.1.1 werden klimabedingte Temperaturunterschiede innerhalb einer Brücke als Einflussgrößen auf die Verformungssituation genannt. In Tabelle A2 ist ein Überblick zu den maßgebenden einzelnen Komponenten zur Bestimmung der klimatischen Temperatureinwirkungen auf Tragwerke dargestellt. Das in [68] beschriebene Programmsystem zur numerischen Simulation der Temperaturbeanspruchung auf eine Baustruktur berücksichtigt die in Tabelle A2 aufgelisteten Parameter.

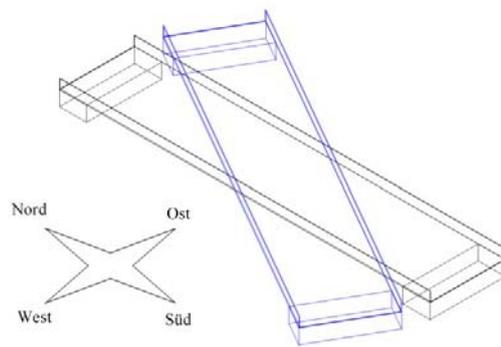
Tab. A2: Einflüsse auf die Temperaturverteilung im Bauwerk

Art des Einflusses	Beschreibung
<p>Tagesgang der Lufttemperatur (minimale / maximale Temperatur)</p>	
<p>Tagesgang der Sonneneinstrahlung Globalstrahlung: direkte und diffuse Sonnenstrahlung</p>	

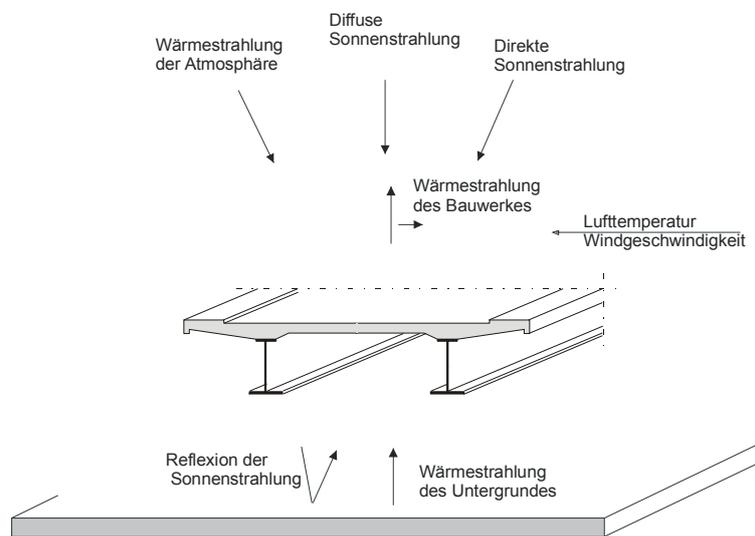
Tagesgang der Windgeschwindigkeit



Brückenorientierung



Wärmeströme der Brücken-  
umgebung



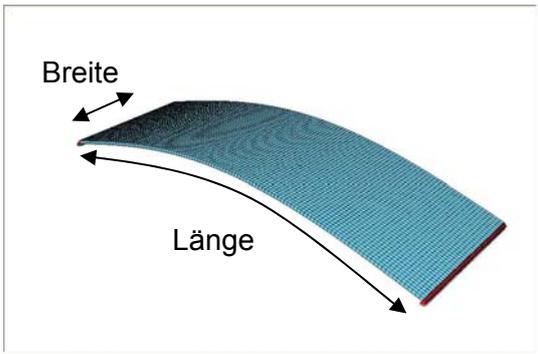
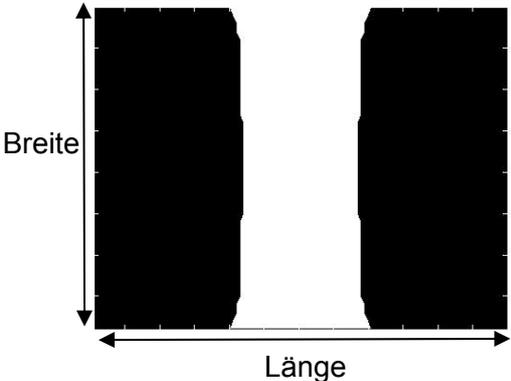
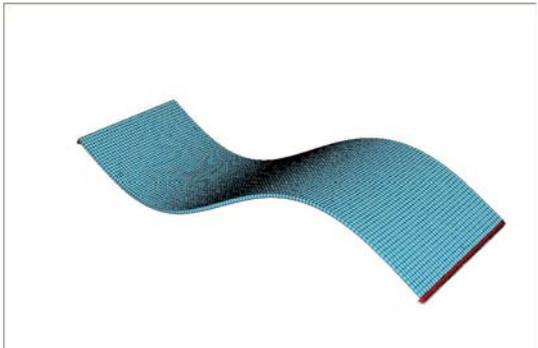
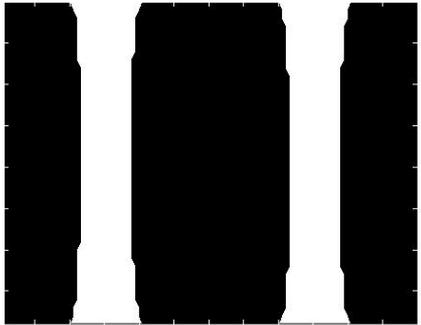
<p>Geographische Lage (Klima)</p>																											
<p>Trübungsfaktor der Atmosphäre</p>	<p>Bestrahlungsstärke <math>J_o</math> [<math>\text{kW/m}^2</math>]</p> <table border="1"> <caption>Estimated data for Bestrahlungsstärke <math>J_o</math> [<math>\text{kW/m}^2</math>]</caption> <thead> <tr> <th>Monat</th> <th><math>J_o</math> [<math>\text{kW/m}^2</math>]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>J</td><td>1.48</td></tr> <tr><td>F</td><td>1.45</td></tr> <tr><td>M</td><td>1.43</td></tr> <tr><td>A</td><td>1.41</td></tr> <tr><td>M</td><td>1.39</td></tr> <tr><td>J</td><td>1.38</td></tr> <tr><td>J</td><td>1.39</td></tr> <tr><td>A</td><td>1.41</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.43</td></tr> <tr><td>O</td><td>1.45</td></tr> <tr><td>N</td><td>1.48</td></tr> <tr><td>D</td><td>1.50</td></tr> </tbody> </table>	Monat	$J_o$ [ $\text{kW/m}^2$ ]	J	1.48	F	1.45	M	1.43	A	1.41	M	1.39	J	1.38	J	1.39	A	1.41	S	1.43	O	1.45	N	1.48	D	1.50
Monat	$J_o$ [ $\text{kW/m}^2$ ]																										
J	1.48																										
F	1.45																										
M	1.43																										
A	1.41																										
M	1.39																										
J	1.38																										
J	1.39																										
A	1.41																										
S	1.43																										
O	1.45																										
N	1.48																										
D	1.50																										
<p>Deklination der Sonne</p>																											

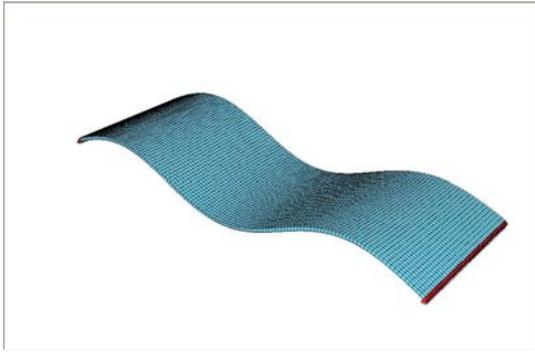
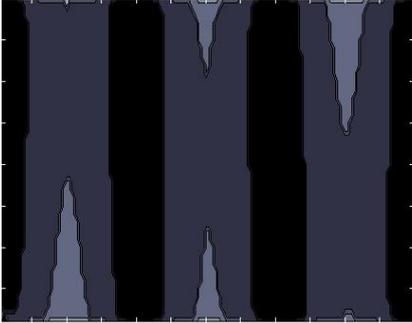
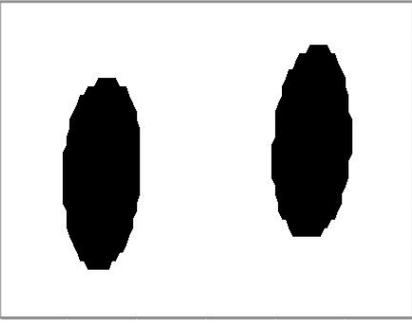
<p>Topografie der Umgebung</p>	
<p>Geometrie des Bauwerks</p>	
<p>Absorptionsfähigkeit (Oberflächenbeschaffenheit)</p>	<p style="text-align: center;">Strahlungsintensität</p>

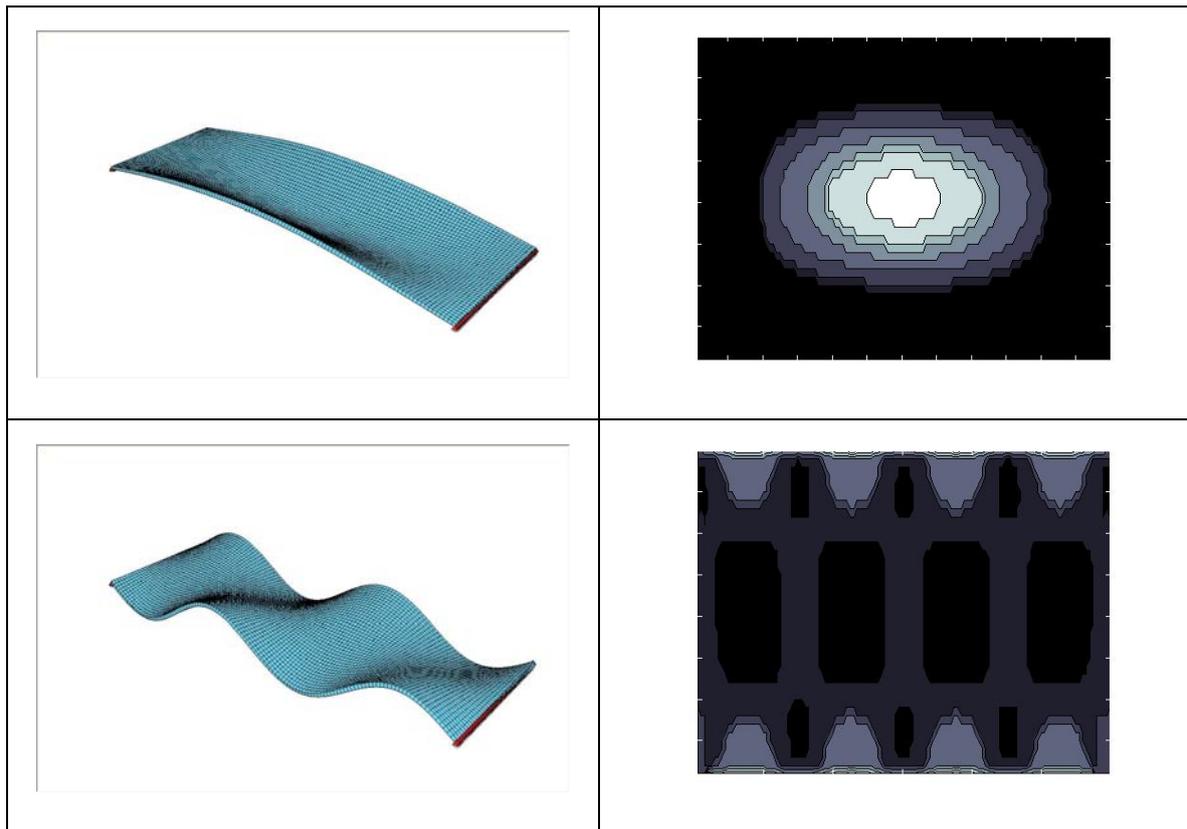
### A3: Parameterstudie zum Einfluss der Schädigungsposition auf die Eigenfrequenzen einer Struktur

Die in Abschnitt 5.2.5 dargestellten Überlegungen zur Identifizierung von Schädigungsmechanismen innerhalb einer Tragstruktur wurden an einem vereinfachten Modell eines Biegebalkens erläutert. Im Weiteren wird aufgezeigt, wie anhand einer Parameterstudie für eine einfeldige Plattenbrücke die Bereiche visualisiert werden können, die für eine Erkennung von Strukturveränderungen infolge eines Schadens besonders sensibel sind. In Tabelle A3 sind in der linken Spalte die ersten acht Eigenschwingungsformen dargestellt. Zu diesen Eigenschwingungsformen korrespondieren die in der rechten Spalte abgebildeten Sensibilitätsgrafiken. Die Grafiken zeigen von links nach rechts die Brückenlänge an und von oben nach unten die Brückenbreite. In diesen Grafiken können mit schwarzer Farbe die Bereiche identifiziert werden, die für die jeweilige Schwingungsform zur Schädigungserkennung nicht geeignet sind. Die farblich heller schattierten bzw. weißen Bereiche kennzeichnen Schädigungspositionen innerhalb der Tragstruktur, die mit der jeweiligen Schwingungsform zu identifizieren sind.

Tab. A3: Parameterstudie zur Sensibilität der Eigenschwingungsform infolge Schädigung

Eigenschwingungsform	Bereiche hoher Sensibilität in heller Schattierung
	
	

	<p>Simulierter Schaden hat keinen Einfluss auf Torsionssteifigkeit</p>
	
	
	



Aus den Ergebnissen der Parameterstudie zeigt sich deutlich, dass die Bereiche der Tragstruktur am sensibelsten auf Schädigungsmechanismen reagieren, die in der jeweiligen Eigenschwingungsform die größten Krümmungen erfahren. Dieser Gedankengang deckt sich mit den Erkenntnissen der verformungsbasierten Monitoringmethode nach Abschnitt 5.1.2. Dort wurde aufgezeigt, dass die größten schädigungsbedingten Verformungsänderungen in den Tragwerksstellen zu erwarten sind, in denen das Biegemoment maximal ist. Nachdem die Beziehung zwischen Biegemoment und Krümmung sich proportional verhält, kann diese Folgerung auf das schwingungsbasierte Monitoring übertragen werden.

#### A4: Berechneter Tagesgang eines Sommertages – Temperaturverteilung im Brückenquerschnitt

Gemäß den Ausführungen in Kapitel 4.1.1 sind in der Tabelle A4 die simulierten Temperaturen innerhalb des Brückenquerschnitts der Verbundbrücke an einem Sommertag in 1-Stundenschritten abgebildet. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Temperaturen innerhalb der Betonfahrbahnplatte gegen 6.00 Uhr ihr Minimum erreichen. Aufgrund der etwas trägeren Wärmeleitung von Beton stellt sich gegen 15.00 Uhr das Maximum der Temperaturen innerhalb des Querschnitts ein. Auf der Grundlage der in Anhang A4 gezeigten Temperaturen, gelingt es in Kombination mit einem numerischen Berechnungsmodell gemäß Abschnitt 4.1.1 die temperaturbedingten Strukturverformungsanteile zu bestimmen.

Tab. A4: Simulierte Temperaturen innerhalb der Verbundbrücke Schlehdorf (Sommertag)

