

# Einfluss von Schädigungen und Umwelteinwirkungen auf die dynamischen Eigenschaften einer Brücke

Dr. G. Feltrin

Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA Dübendorf

---

# Einfluss von Schädigungen und Umwelteinwirkungen auf die dynamischen Eigenschaften einer Brücke

Glauco Feltrin  
Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA Dübendorf

## 1 Einleitung

Seit einigen Jahren stösst die Zustandserfassung von Bauwerken mit Hilfe von Methoden der Systemidentifikation in der Forschung auf ein reges Interesse. Im Blickpunkt der Untersuchungen stehen meistens die modalen Parameter: Eigenfrequenzen, Eigenformen und modale Dämpfungen. Mit diesen lässt sich ein typischer Fingerabdruck einer Struktur definieren. Treten signifikante Änderungen dieses Fingerabdruckes auf, so kann dies auf Schäden im Bauwerk hinweisen. Die modalen Parameter werden durch Messung der Schwingungen eines Bauwerks ermittelt (experimentelle modale Analyse). Anhand von zahlreichen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass diese Methoden es erlauben, unter Laborbedingungen frühzeitig und zuverlässig Schäden zu erfassen, zu lokalisieren und zu quantifizieren. Wenig wurde hingegen untersucht, welche Ergebnisse mit diesen Methoden an realen Strukturen erzielt werden können, die zeitlich variierenden Einflüssen (z.B. Temperatur, Verkehr) ausgesetzt sind.

Dass die Eigenfrequenzen von Bauwerken beachtliche jahreszeitliche Schwankungen aufweisen können, ist seit längerem bekannt. In der Regel haben diese Schwankungen keinen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit oder gar Sicherheit eines Bauwerks. Will man jedoch anhand der Eigenfrequenzen eines Bauwerks Informationen über seinen Zustand erhalten, so sind diese natürlichen Schwankungen sehr wohl von Bedeutung. Werden sie missachtet, so läuft man Gefahr, natürliche Schwankungen fälschlicherweise als Ausdruck einer Schädigung des Bauwerks zu interpretieren. Andererseits können diese natürlichen Schwankungen so bedeutend sein, dass sie eine frühzeitige Erfassung einer Schädigung des Bauwerks erschweren oder gar verunmöglichen.

Eine zuverlässige Zustandsüberwachung erfordert deshalb eine möglichst genaue Kenntnis der natürlichen Schwankungen der modalen Parameter und der Mechanismen, die diese Schwankungen hervorrufen. Zur Untersuchung dieser Fragestellung hat die Abteilung Ingenieur-Strukturen der EMPA Dübendorf Versuche durchgeführt.

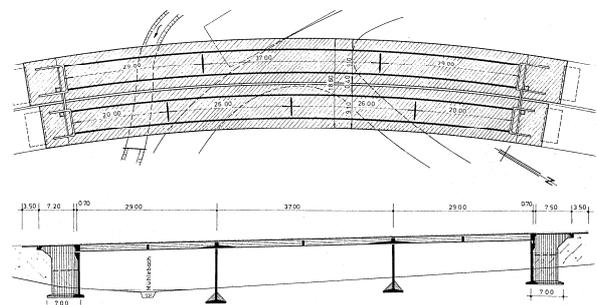


Abb. 1. Ansicht der „Romeo“-Brücke (links). Grundriss des „Obkirchen“-Viadukts und Längsschnitt der „Romeo“-Brücke (rechts).

## 2 Versuche

### 2.1 Brücke

Die Versuche wurden an der Brücke "Romeo" des Viaduktes Obkirchen in Hergiswil (NW) durchgeführt. Die Brücke ist eine leicht gekrümmte, dreifeldrige, vorgespannte Stahlbetonkonstruktion mit Spannweiten von 29.0 m, 37.0 m und 29.0 m (Abb. 1). Der Querschnitt ist als ein-

zelliger Kasten ausgebildet (Abb. 2). Das feste Auflager befindet sich beim Widerlager Süd. Das bewegliche Auflager, welches konstruktiv durch vier gedrungene Pendelstützen realisiert wurde, befindet sich beim Widerlager Nord. Die zwei Stützen sind flach fundiert und sind über ein Betongelenk am Brückenkasten angeschlossen. Die Brücke wurde in den Jahren 1959/1960 gebaut und ist nach Abschluss der Versuche abgebrochen worden (Neubau der Brücken).



Abb. 2. Lage der Beschleunigungs- und Temperatursensoren.

## 2.2 Langzeitüberwachung

Die erste Versuchsphase bestand in der Langzeitüberwachung der Brücke. Dies erlaubte, den Einfluss der Temperatur und des Verkehrs auf die modalen Parameter der Brücke zu untersuchen. Zu diesem Zweck wurde ein permanentes und autonom arbeitendes Überwachungssystem auf der Brücke installiert. Dieses System war vom Mai 2000 bis Januar 2001 in Betrieb und erfasste stündlich während einer Dauer von 10 Minuten die Signale von 16 Beschleunigungssensoren und 19 Temperatursensoren.

Die Lage der Beschleunigungssensoren ist in Abb. 2 dargestellt. Zwölf Sensoren erfassten die Vertikalschwingungen (V1–V12), drei Sensoren die Transversalschwingungen (T1–T3) und ein Sensor die Längsschwingungen (L1) der Brücke. Die Beschleunigungssignale wurden mit einem Tiefpassfilter (die obere Eckfrequenz betrug 30 Hz) gefiltert und mit einer Abtastrate von 100 Hz digitalisiert. Die Temperaturen wurden an zwei Querschnitten gemessen (TS1 und TS2). Fünf Sensoren erfassten die Temperatur im Beton (C1–C5), ein Sensor die Oberflächentemperatur des Betons (S1), zwei Sensoren die Lufttemperatur (A1 und A2) und ein Sensor die Temperatur im Belag (P1).

Die Steuerung der Anlage erfolgte über eine Software, die auf einem PC installiert war. Die täglich anfallenden Daten (350 MByte) wurden auch auf diesem PC gespeichert. Das System erwies sich als sehr zuverlässig, so dass auf eine Fernbedienung verzichtet werden konnte.

## 2.3 Schädigungsszenarien

Die zweite Versuchsphase fand im Januar 2001 statt. Ziel dieser Versuche war, den Einfluss von Schäden auf die modalen Parameter zu untersuchen. Zu diesem Zweck wurden zwei Schädigungsszenarien durchgeführt: Absenkung des Brückenträgers am nördlichen Auflager und Überbelastung des nördlichen Randfeldes.



Abb. 3. Absenkung des Brückenträgers um 59.2 cm am nördlichen Widerlager (links). Belastungseinrichtung mit zwei hydraulischen Pressen zu je 3200 kN (rechts).

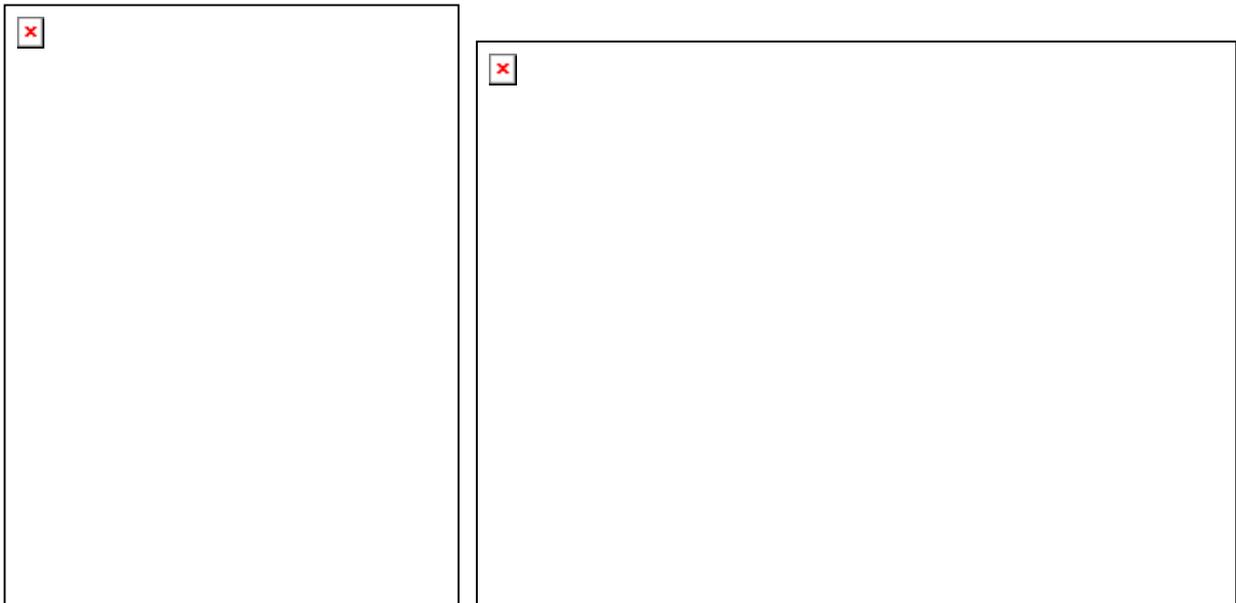


Abb. 4. Litzenbündel und Verankerung im Fundament (links). Rissbild am Steg des Brückenkastens nach der letzten Belastungsstufe (rechts).

Im ersten Szenario wurde der Brückenträger am Widerlager Nord abgesenkt. Um dies zu erreichen, wurden am Widerlager die Pendelstützen entfernt und der Brückenträger auf hydraulische Pressen gelagert. Die Absenkung erfolgte in 3 Etappen (302 mm, 463 mm und 592 mm). Die Auflagerkräfte verringerten sich aufgrund der Absenkung von 2760 kN auf 760 kN. Es entstanden Risse im Bereich der benachbarten Stütze. Die grössten gemessenen Rissweiten bei der grössten Absenkung betrugen 0.5 mm. Vor der ersten Absenkung (Erfassung der Schwingungseigenschaften der unbeschädigten Brücke) und nach jeder Absenkungsetappe wurde eine experimentelle Modalanalyse durchgeführt.

Nachdem die Brücke wieder auf ihre ursprüngliche Lage gehoben worden war, ist im zweiten Szenario der Brückenträger in der Mitte des Randfeldes mit Hilfe zweier hydraulischer Pressen belastet worden (Abb. 3, rechts). Die Belastung wurde erzeugt, indem zwei Litzenbündel, die je in einem mit Lockergesteinsankern versehenen Flachfundament verankert waren, gespannt wurden (Abb. 4, links). Die Umlagerung der Kräfte von den Pressen auf die beiden Stege des Hohlkastens erfolgte über einen Stahlträger, der auf zwei Betonfüssen gelagert war (Abb. 3, rechts). Die Belastung wurde in vier Laststufen aufgebracht (2370 kN, 3440 kN, 4090 kN und 4800 kN). Die ersten Risse in Feldmitte entstanden bei einer Belastung von 1120 kN. Bei der maximalen Belastung von 4800 kN wies der Brückenträger in Feldmitte auf einer Länge von einigen Metern zahlreiche Risse auf (Abb. 4, rechts). An der unteren Platte des Hohlkastens wiesen mehrere Risse eine Breite von 3 mm auf. Um störende Einflüsse der gespannten Litzen auf die Dynamik der Brücke zu vermeiden, wurde die Brücke vollständig entlastet, bevor die Versuche durchgeführt wurden. Durch die Entlastung der Brücke wurden die entstandenen Risse weitgehend wieder geschlossen.

## 2.4 Experimentelle Modalanalyse

Während der Schädigungsszenarien wurden insgesamt 9 experimentelle Modalanalysen durchgeführt. Die Messgitter wiesen bis zu 162 Gitterpunkte auf (Abb. 5, links). An jedem Gitterpunkt wurden die Beschleunigungen in drei orthogonalen Richtungen erfasst. Da nicht alle Gitterpunkte gleichzeitig gemessen werden konnten, setzten sich die experimentellen Modalanalysen aus einer Vielzahl von Einzelmessungen zusammen. Bei jeder Messung wurden gleichzeitig 27 Beschleunigungssignale und das Kraftsignal des Schwingungserregers erfasst. Bei einer Messung wurden die Signale während einer Dauer von ca. 4 Minuten aufgezeichnet und mit einer Abtastrate von 100 Hz digitalisiert. Die Durchführung einer vollständigen experimentellen Modalanalyse dauerte 5-6 Stunden.

Als Anregung diente ein servo-hydraulischer Schwingungserreger mit 500 kg Masse, welcher exzentrisch (bezüglich der Längsachse) im nördlichen Feld positioniert war (Abb. 4). Die maximale Amplitude der vertikalen Kraft betrug ca. 20 kN. Der Zeitverlauf der Kraft war eine stationäre Zufallsschwingung mit einem Leistungsspektrum, das zwischen 2 und 10 Hz eine nahezu konstante Amplitude aufwies.

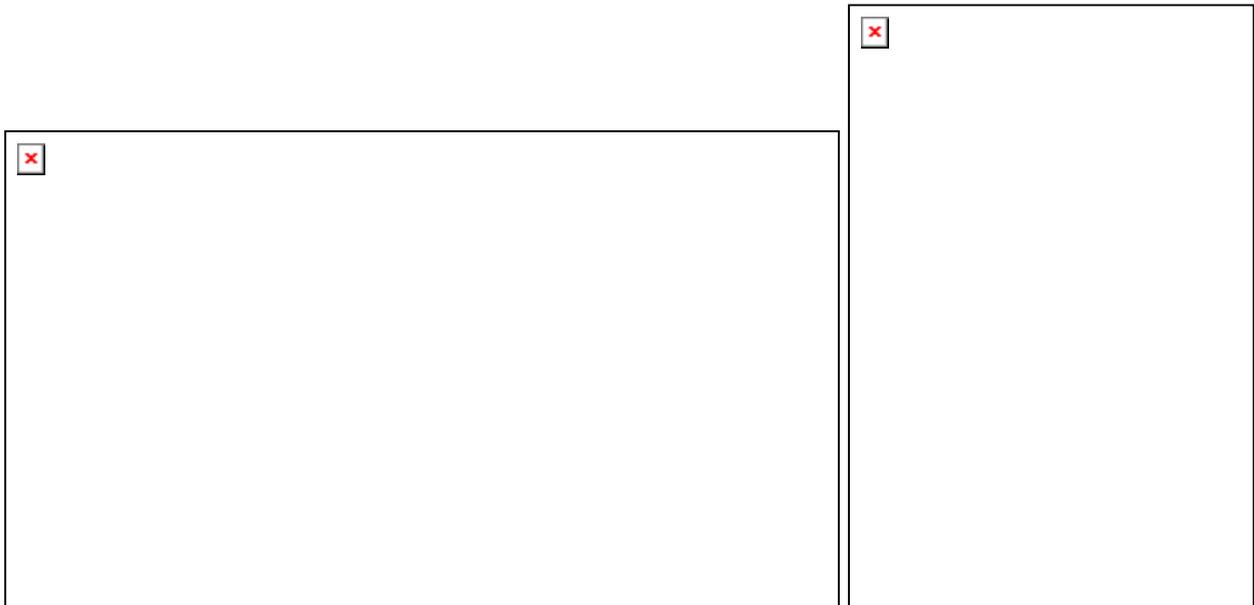


Abb. 5. Gitterpunkte der experimentellen modalen Analyse (links). Servo-hydraulischer Schwingungserreger zur Erzeugung der Breitbandanregung.

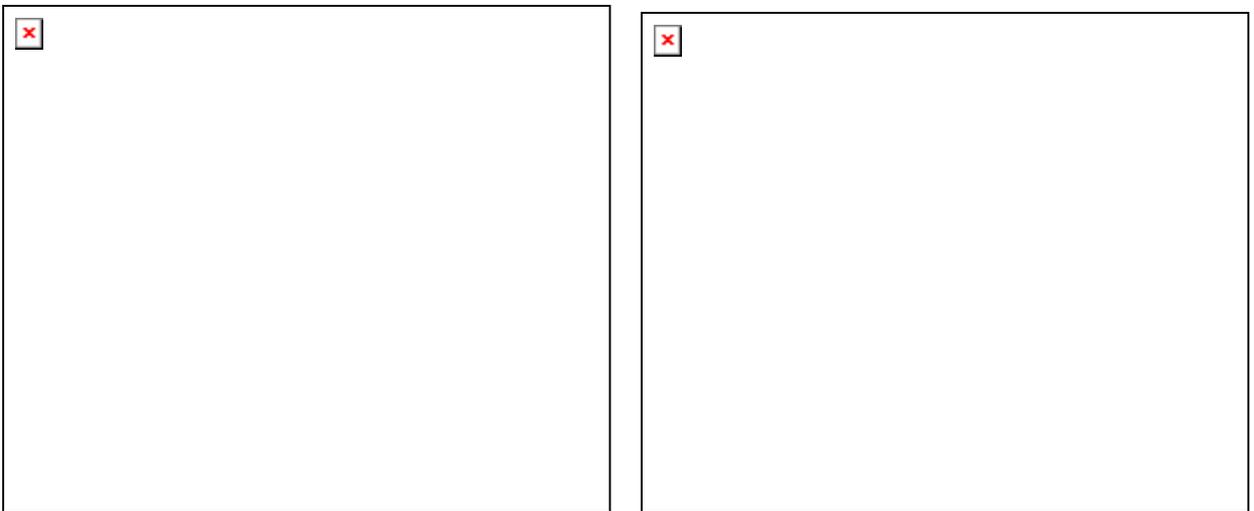


Abb. 6. Verlauf des grössten Singulärwerts der Kreuzkorrelationsmatrix der Signale der Sensoren V1 bis V12 im Frequenzbereich (links). Eigenformen der ersten drei Biegeschwingungen (rechts).

### 3 Versuchsergebnisse

#### 3.1 Natürliche Schwankungen der Eigenfrequenzen

Während der Langzeitüberwachung erfassten die Messungen die Schwingungen der Brücke, die vorwiegend durch den Verkehr verursacht wurden. Abb. 6, links, vermittelt einen Eindruck über den Anregungszustand der Eigenschwingungen. Die drei deutlich erkennbaren Spitzen im Spektrum zwischen 3...5 Hz rühren von den ersten drei Biegeschwingungen her, deren Eigenformen in Abb. 6, rechts, dargestellt sind. Abb. 7, links, zeigt den Zeitverlauf der Eigenfrequenzen dieser drei Biegeschwingungen über eine Zeitdauer von 200 Tage (12. Mai bis 27. November 2001). Alle Eigenfrequenzen weisen bemerkenswerte Schwankungen auf. Die Schwankungen können grob in drei Arten eingeteilt werden. Die erste Art umfasst Schwankungen mit einer Periode in der Grössenordnung mehrerer Monate. Der deutliche Anstieg aller Eigenfrequenzen ab dem 100. Tag ist Ausdruck dieser Schwankungen. Die zweite Art umfasst Schwankungen, die eine Periode von mehreren Tagen aufweisen. Diese Schwankungen sind während den ersten 100 Tagen insbesondere bei den Eigenfrequenzen der 2. und 3. Biegeschwingung gut erkennbar. Auch diese Schwankungen sind zeitlich sehr gut korreliert. Die dritte Art der Schwankungen weisen Perioden auf, die eng mit dem Tag-Nacht Zyklus verbunden sind. Die Leistungsspektren der Zeitreihen der Eigenfrequenzen (Abb. 7, rechts) weisen deutliche Spitzen bei einer Periode von einem Tag und einem halben Tag auf.

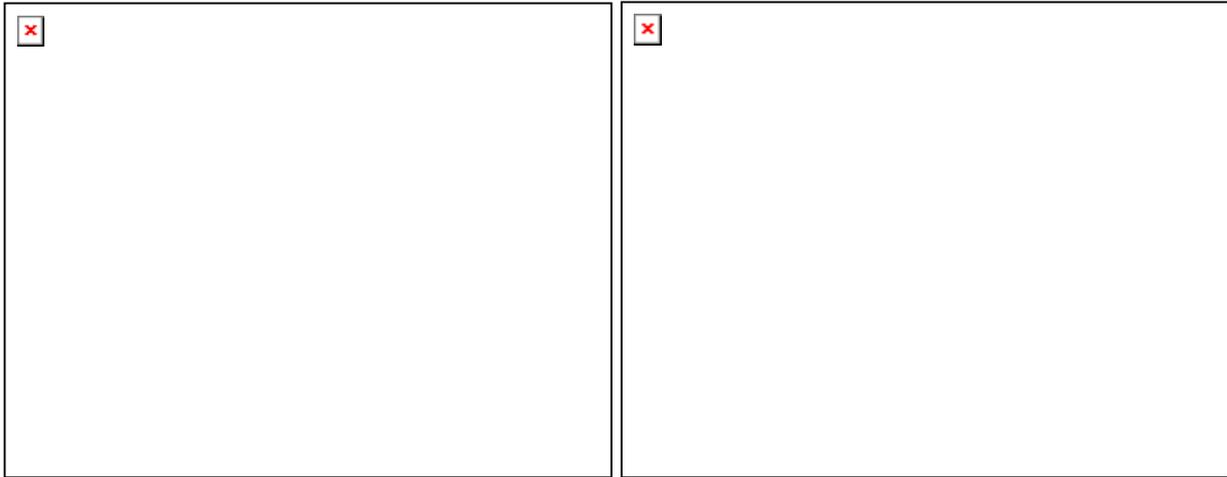


Abb. 7. Zeitverläufe (links) und Leistungsspektren der Zeitreihen der Eigenfrequenzen der ersten drei Biegeschwingungen.

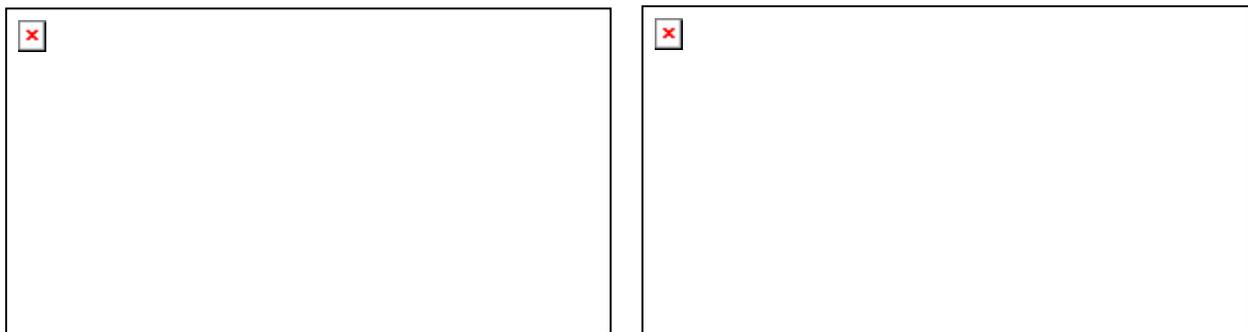


Abb. 8. Zeitverlauf der Temperatur an der Messstelle C1 während 200 Tagen. Zeitverläufe der Temperatur an den Messstellen C1, C3 und C5 während 20 Tagen.

### 3.2 Zeitverlauf der Temperaturen

Der Zeitverlauf der Temperatur des Betons in der Fahrbahnplatte (Messstelle C1, Abb. 2) ist in Abb. 8, links, dargestellt. Der dargestellte Zeitabschnitt entspricht dem der Zeitverläufe der Eigenfrequenzen, die in Abb. 7 dargestellt sind. Die Temperatur in der Fahrbahnplatte ist in der Regel höher als in der unteren Kastenplatte. Durch die direkte Sonnenbestrahlung des darüber liegenden Strassenbelags, sind die täglichen Temperaturschwankungen der Fahrbahnplatte auch wesentlich grösser als die Temperaturschwankungen der unteren Kastenplatte, die meist im Schatten lag. Die Temperatur auf der Innenseite des Steges (C3) weist hingegen kaum tägliche Temperaturschwankungen auf. Bei Temperaturstürzen tritt in C3 aufgrund der thermischen Trägheit eine deutliche zeitliche Verzögerung im Vergleich zu den Messstellen C1 und C5 auf.

### 3.3 Einfluss der Temperatur auf die Eigenfrequenzen

Der direkte Vergleich der Zeitverläufe der Eigenfrequenzen (Abb. 7) mit der Temperatur an der Messstelle C1 (Abb. 8) weist bereits auf einen wesentlichen Einfluss der Temperatur hin. Der Temperaturabfall in der zweiten Hälfte des Zeitverlaufs (Tage 100–200) schlägt sich in eine deutliche Zunahme aller Eigenfrequenzen nieder. Die steilen Temperaturabfälle sind zeitlich korreliert mit ähnlich rapiden Zunahmen der Eigenfrequenzen (z.B. Tag 55). Die Korrelationskoeffizienten zwischen den Eigenfrequenzen der ersten drei Biegeschwingungen und den Temperaturen an einigen Messstellen sind in Tabelle 1 aufgeführt. Die besten Korrelationen treten an den Messstellen P1 (Belag) und C1 (Fahrbahnplatte) auf. Die schlechtesten Korrelationen treten an der Messstelle C3 (Steg) auf. Die bessere Korrelation der Temperaturen in P1 und C1 mit den Eigenschwingungen rührt vornehmlich von den täglichen Schwankungen her, welche in diesen Zeitreihen sehr deutlich vertreten sind (Abb. 9, links, Tage 15–20). Die Temperatur an der Messstelle C3 hingegen, weist keine täglichen Schwankungen auf. Andererseits weisen die Eigenschwingungen bemerkenswerte tägliche Schwankungen auch dann auf, wenn diese im Zeitverlauf der Temperaturen in P1 und C1 nahezu vollständig fehlen (Abb. 9, links, Tage 5–10). Offenbar sind neben der Temperatur noch weitere Einflussgrössen für die täglichen Schwankungen der Eigenfrequenzen verantwortlich.

Tabelle 1. Korrelationskoeffizienten zwischen den Eigenfrequenzen der ersten drei Biegeschwingungen und den Temperaturen an den Messstellen P1, C1, C3 und C5.

Eigenfrequenz	Temperatur an der Messstelle			
	P1	C1	C3	C5
1. Biegeschwingung	0.910	0.919	0.870	0.897
2. Biegeschwingung	0.868	0.794	0.739	0.773
3. Biegeschwingung	0.925	0.861	0.777	0.822

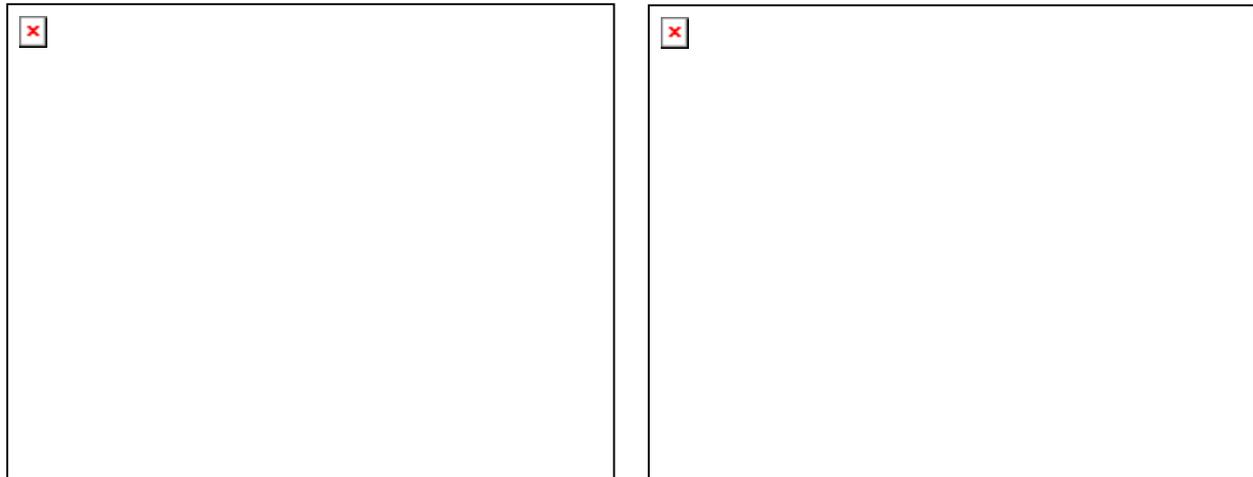


Abb. 9. Vergleich der normalisierten Zeitverläufe der Eigenfrequenzen und der Temperaturen in C1 und C3 (links). Vergleich der normalisierten Zeitverläufe der langperiodischen Anteile der Eigenfrequenzen und der Temperaturen in C1 (rechts).

Die Korrelation zwischen den Eigenfrequenzen und der Temperatur kann wesentlich verbessert werden, wenn nur die spektralen Anteile der Zeitreihen analysiert werden, die eine Periode haben, die grösser als 2 Tage ist. Abb. 9, rechts, zeigt, wie der Zeitverlauf der normalisierten Temperatur in C1 recht genau dem Zeitverlauf der Eigenfrequenzen folgt. Wird mit diesen Zeitreihen eine lineare Regression ausgeführt, so erhält man eine Zunahme der Eigenfrequenzen um  $\Delta f_1 = 0.07$  Hz,  $\Delta f_2 = 0.09$  Hz und  $\Delta f_3 = 0.13$  Hz, wenn die Temperatur um  $10^\circ\text{C}$  abnimmt.

### 3.4 Einfluss der Schädigung auf die Eigenfrequenzen

Der Einfluss der Schädigung auf die Eigenfrequenzen der ersten drei Biegeschwingungen sind in Tabelle 2 aufgeführt. Es handelt sich um die Ergebnisse, die von der Analyse der Messdaten des Szenario 2 (Belastung des nördlichen Randfelds) herrühren. Obwohl bei der letzten Laststufe beträchtliche Schäden auftraten, fallen die Reduktionen der Eigenfrequenz eher bescheiden aus: zwischen 2.6% und 3.8% der Eigenfrequenz der unbeschädigten Brücke. Der kleine Einfluss wird dadurch verständlich, wenn man sich vergegenwärtigt, dass die Eigenfrequenz eines Balkens definiert ist als Quotient zwischen modaler Steifigkeit und modaler Masse:

$$f = \frac{1}{2\pi} \frac{\int_0^L EI \varphi''^2 dx}{\int_0^L \mu \varphi^2 dx}$$

$EI$  bezeichnet die Biegesteifigkeit,  $\mu$  die Masse pro Längeneinheit,  $\varphi$  die Eigenform,  $\varphi''$  die zweite Ableitung der Eigenform nach der Ortsvariablen und  $L$  die Länge des Balkens. Wird die Eigenform derart normiert, dass die modale Masse genau Eins ergibt, so ist die Eigenfrequenz proportional zur modalen Biegesteifigkeit. Eine räumlich begrenzte Änderung der Biegesteifigkeit fällt daher nicht stark ins Gewicht, weil die Teile mit unveränderter Biegesteifigkeit weiterhin einen wesentlichen Beitrag zur modalen Biegesteifigkeit liefern.

Tabelle 2. Einfluss der Schädigung auf die Eigenfrequenzen.

Laststufe [kN]	Rissweiten [% Steghöhe]	Abnahme der Eigenfrequenzen bezogen auf den unbeschädigten Zustand [Hz] (%)		
		1. Biegeschwingung	2. Biegeschwingung	3. Biegeschwingung
2370	15–25	0.04 (1.1)	-0.02 (-0.5)	0.01 (0.2)
3440	40–60	0.05 (1.6)	-0.03 (-0.6)	0.03 (0.6)
4090	50–90	0.08 (2.5)	0.04 (0.8)	0.10 (1.8)
4800	60–100	0.12 (3.7)	0.12 (2.6)	0.20 (3.8)

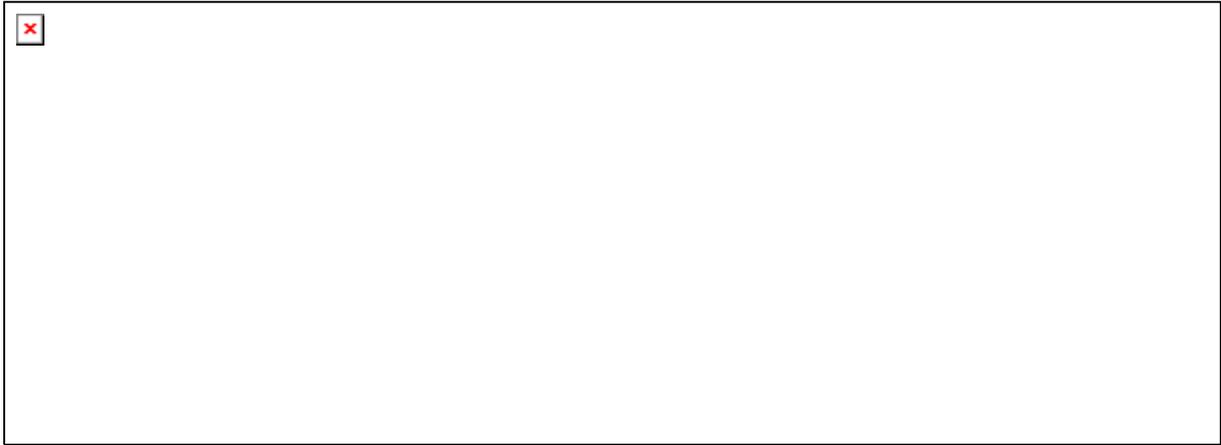


Abb. 10. Normalisierte Änderungen der vertikalen Komponenten der Eigenformen der ersten drei Biegeschwingungen aufgrund der Schädigung.

Die Eigenfrequenz der 1. und 3. Biegeschwingung zeigen eine monotone Abnahme mit zunehmendem Ausmass der Schädigung. Die Eigenfrequenz der 2. Biegeschwingung hingegen nimmt zuerst leicht zu, um erst nach der 3. Laststufe deutlich abzunehmen. Vergleicht man diese Änderungen der Eigenfrequenzen mit denen aufgrund der Umwelteinflüsse, so wird deutlich, dass die letzteren nicht vernachlässigt werden können. Wird davon ausgegangen, dass während eines Jahreszyklus die Brücke eine Temperaturänderung von  $\Delta T = 40^\circ\text{C}$  durchmacht, so betragen die Änderungen der Eigenfrequenz voraussichtlich:  $\Delta f_1 = 0.3 \text{ Hz}$ ,  $\Delta f_2 = 0.35 \text{ Hz}$  und  $\Delta f_3 = 0.5 \text{ Hz}$ . Diese Änderungen sind über zweimal grösser als jene, die durch Schädigung auftreten. Die Standardabweichung der täglichen Schwankungen der Eigenfrequenzen betragen  $\Delta f_1 = 0.018 \text{ Hz}$ ,  $\Delta f_2 = 0.041 \text{ Hz}$  und  $\Delta f_3 = 0.046 \text{ Hz}$ . Diese sind von der gleichen Grössenordnung wie die Änderungen der Eigenfrequenzen bei Schäden, die Risslängen aufweisen, die bis in die Hälfte des Steges hinein reichen.

### 3.5 Einfluss der Schädigung auf die Eigenformen

Die Änderung der vertikalen Komponente der Eigenformen aufgrund der Schädigung ist in Abb. 10 dargestellt. Die grössten Änderungen treten im beschädigten Feld auf. Signifikant werden die Änderungen für die 1. und 3. Biegeschwingung ab der zweiten Belastungsstufe ( $F = 3440 \text{ kN}$ ). Die Eigenform der zweiten Biegeschwingung erfährt hingegen kaum wesentliche Veränderungen. Die Änderungen nehmen mit zunehmenden Schäden ebenfalls zu. Die Änderungen beschränken sich jedoch nicht auf die beschädigten Abschnitte der Brücke, sondern greifen auch auf die restlichen Felder über. Dies erschwert die Lokalisierung der Schäden, insbesondere dann, wenn diese klein sind.

## 4 Schlussfolgerungen

Die Versuche zeigen, dass die Eigenfrequenzen eines Bauwerks nur wenig von einer Schädigung beeinflusst werden. Darüber hinaus sind die Einflüsse auf die Eigenfrequenzen wesentlich geringer als jene, die von Umwelteinflüssen herrühren. Die Temperatur ist dabei die bedeutendste Einflussgrösse. Das Langzeitverhalten der Eigenfrequenzen ist stark mit dem Langzeitverhalten der Temperatur korreliert. Dies erlaubt, die Einflüsse der Temperatur auf die Eigenfrequenzen mit einfachen Modellen (z.B. FIR-Filtern) vorauszusagen. Die täglichen Schwankungen der Eigenfrequenzen scheinen hingegen noch von weiteren, unbekanntem Einflussgrössen beeinflusst zu werden. Da diese Schwankungen die gleiche Grössenordnung besitzen wie die Änderungen der Eigenfrequenzen aufgrund von Schäden kleineren bis mittleren Ausmasses, ist es für die frühzeitige Erfassung von Schäden entscheidend, dass diese Schwankungen auch mit möglichst hoher Genauigkeit vorausgesagt werden können.

Die Eigenformen können für die Erfassung und Lokalisierung von Schäden beigezogen werden. Zur Erfassung kleiner Schäden scheinen sie jedoch nicht sensitiver zu sein als die Eigenfrequenzen. Darüber hinaus ist damit zu rechnen, dass auch die Eigenformen durch Umwelteinflüsse verändert werden. Da die Eigenformen mit recht komplexen Algorithmen berechnet werden, die teils empfindlich auf Störungen reagieren, ist nicht zu erwarten, dass sie mit ähnlicher Genauigkeit wie die Eigenfrequenzen bestimmt werden können.

Die Ergebnisse zeigen, dass noch viel Forschung erforderlich ist, um die modalen Parameter als zuverlässige Indikatoren zur Beurteilung des Zustandes eines Bauwerks zu verwenden.