

Einfluss der Temperatur auf die modalen Dämpfungen und Eigenfrequenzen von Fussgängerbrücken aus Holz mit Asphaltbelag

**Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung
Projekt 2010.04**

Glauco Feltrin
Abteilung Ingenieur-Strukturen, Empa

Februar 2012

Inhaltsverzeichnis

1. Zusammenfassung.....	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Ziel	1
1.3 Vorgehen	2
1.4 Resultate.....	2
1.5 Fazit.....	3
1.6 Ausblick	3
2. Einleitung.....	5
2.1 Problemstellung.....	5
2.2 Stand des Wissens	7
2.3 Ziel der Arbeit	7
2.4 Projektorganisation und -ablauf	8
2.4.1 Beteiligte	8
2.4.2 Ablauf.....	8
2.5 Literatur.....	9
3. Versuche an fünf Fussgängerbrücken.....	11
3.1 Messverfahren	11
3.2 Aabachsteg in Lenzburg.....	12
3.2.1 Brücke	12
3.2.2 Resultate.....	12
3.3 Passerelle in Hünenberg.....	14
3.3.1 Brücke	14
3.3.2 Resultate.....	14
3.4 Passerelle Bachtal in Sins.....	16
3.4.1 Brücke	16
3.4.2 Resultate.....	16
3.5 Städtlisteg in Mellingen	19
3.5.1 Brücke	19
3.5.2 Resultate.....	20
3.6 Ankenbüelbrücke in Zumikon.....	22
3.6.1 Brücke	22
3.6.2 Resultate.....	23
3.7 Schlussfolgerungen	24
3.8 Pläne.....	25
3.9 Literatur.....	26
4. Periodische Messungen.....	27
4.1 Einleitung.....	27
4.2 Messverfahren	27
4.2.1 Impulsanregung.....	27
4.3 Auswerteverfahren	28
4.4 Resultate.....	29

4.4.1	Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Zeit.....	29
4.4.2	Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Belagstemperatur	31
4.4.3	Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Lufttemperatur	32
4.5	Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen an anderen Brücken.....	34
4.6	Schlussfolgerungen.....	35
4.7	Literatur	35
5.	Monitoring.....	37
5.1	Einleitung	37
5.2	Monitoringsystem.....	37
5.2.1	Drahtlose Sensornetze	37
5.2.2	Messaufbau und automatisierte Datenauswertung	38
5.3	Resultate	40
5.3.1	Eigenfrequenzen	40
5.3.2	Maximale Schwingungsamplituden.....	42
5.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	45
5.5	Literatur	46
6.	Modellierung.....	47
6.1	Einleitung	47
6.2	Gussasphalt.....	47
6.2.1	Modellierung der Dämpfung	50
6.3	Abschätzung der Änderungen der Eigenfrequenz und der Dämpfung.....	52
6.3.1	Näherungsformeln	52
6.3.2	Resultate	53
6.4	Balkenmodell.....	55
6.4.1	Bestimmung der Eigenfrequenzen und Dämpfungen.....	55
6.4.2	Resultate	55
6.5	Balkenmodell mit partieller Schubübertragung.....	59
6.5.1	Modell.....	59
6.5.2	Resultate	59
6.6	3D-Modell	60
6.6.1	Modell.....	60
6.6.2	Resultate	61
6.7	Schlussfolgerungen.....	63
6.8	Literatur	63
7.	Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die Praxis.....	65
7.1	Schlussfolgerungen.....	65
7.1.1	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	65
7.1.2	Fazit	65
7.2	Empfehlungen für die Praxis	66
7.3	Literatur	68

Danksagung

Dieses Forschungsprojekt konnte nur dank der aktiven Mitwirkung aller Beteiligten zu einem Abschluss geführt werden. Den Industriepartnern

DecentLab GmbH
8600 Dübendorf

H. Banholzer, Ingenieurbüro für Holzbau
6023 Rothenburg

Merz Kley Partner
9423 Altenrhein

Walt + Galmarini AG
8032 Zürich

Fuhrmann Ingenieurbüro für Holzbau
3800 Unterseen

Ingenieurbüro Silvio Pizio GmbH
9427 Wolfhalden

Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG
6026 Rain

gilt mein Dank für die ausgezeichnete Unterstützung und Zusammenarbeit.

Ohne die Bereitschaft der Gemeinden Hünenberg, Lenzburg, Mellingen, Sins und Zumikon, die uns die Brücken für die Messungen zur Verfügung gestellt haben, hätte das Projekt nicht ausgeführt werden können. Den Beteiligten in den Gemeinden bin ich zu grossem Dank verpflichtet.

Seitens der Empa beteiligten sich die folgenden Abteilungen und Wissenschaftler am Projekt:

Abteilung 113, Strassenbau / Abdichtungen
Dr. Martin Hugener

Abteilung 115, Holz
Dr. René Steiger

Abteilung 116, Ingenieur-Strukturen
Dr. Glauco Feltrin, Dr. Sandy Schubert, Dr. Benedikt Weber, Dipl.-Ing. Rouven Christen, Dipl.-Ing. Rocio Maldonado, Dipl.-Ing. Khash-Erdene Jalsan, Dipl.-Ing. Said Olia, Bruno Maag

Meinen Kollegen danke ich für die hervorragende Arbeit und für die stets gute Zusammenarbeit.

Mein besonderer Dank geht an den Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung des Bundesamts für Umwelt (Bafu) und der Empa, die das Projekt finanziell unterstützt haben.

Dübendorf, 28. Februar 2012

Dr. Glauco Feltrin

1. Zusammenfassung

1.1 Problemstellung

Da der Baustoff Holz den Bau von leichten Brücken erlaubt, haben Holzbrücken eine geringe mit-schwingende Masse. Ab mittleren Spannweiten ist bei diesen Fussgängerbrücken oft das Schwin-gungsverhalten als Bemessungskriterium (Gebrauchstauglichkeit) massgebend, da schlanke, leichte Fussgängerbrücken aus Holz durch gehende oder laufende Personen zu unangenehmen Schwingungen angeregt werden können.

Die Fahr- und Gehbahn moderner Holzbrücken wird oft geschlossen in Form von eigentlichen Platten ausgebildet, die aus liegenden, quer vorgespannten Brettschichtholz-Trägern (QS-Platten), Furnier-schichtholz- oder Brettsperrholzplatten (Massivholzplatten) hergestellt werden. Als Abrieb- und Wit-terungsschutz werden die Fahr- und Gehbahnen mit einem Gussasphaltbelag versehen. Bei der heuti-gen Bemessungspraxis von Fussgängerbrücken bezüglich Schwingungen wird der Gussasphaltbelag als ständige Last, d.h. als zusätzliche Masse, berücksichtigt. Die Ergebnisse aus dem Projekt „Schwin-gungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer“, das vom Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung gefördert wurde (Projekt WHFF 2005.10), haben jedoch gezeigt, dass selbst wenn keine Massnahmen getroffen werden, um einen Verbund zwischen der Tragkonstruktion und dem Gussasphaltbelag herzustellen, eine Verbundwirkung vorhanden ist, die eine Mitwirkung des Gussasphaltbelages hervorruft. Während für statisch wirkende Kräfte dieser Ver-bund ohne negative Folgen für die Tragsicherheit vernachlässigt werden kann, führt dieser de-facto Verbund in der Dynamik zu einer Veränderung der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen.

Während eines Jahreszyklus ist ein Gussasphaltbelag zudem starken Temperaturunterschieden ausge-setzt. Je nach geographischer Höhenlage und Exposition durch direkte Sonneneinstrahlung können die Belagstemperaturen zwischen ca. -20°C und 60°C variieren. Da die Steifigkeits- und Dämpfungsei-genschaften eines Gussasphalts stark temperaturabhängig sind, ist zu erwarten, dass sich die Eigenfre-quenzen und die modalen Dämpfungen einer Holzbrücke mit Gussasphaltbelag in Abhängigkeit der Belagstemperatur ändern. Die Veränderung der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen ist von Bedeutung, da sie die personen-induzierten Schwingungen der Brücke beeinflussen.

1.2 Ziel

Das Ziel dieser Arbeit war es erstmals Grundlagenkenntnisse zum Einfluss des Gussasphaltbelages auf die Schwingungseigenschaften von Holzbrücken zu erarbeiten. Insbesondere sollte untersucht werden:

- Wie gross die Änderung der Eigenfrequenzen einer Fussgängerbrücke ist, die durch den Tempera-tureinfluss auf den Gussasphaltbelag hervorgerufen wird?
- Wie gross die Änderung der Dämpfung einer Fussgängerbrücke ist, die durch den Temperaturein-fluss auf den Gussasphaltbelag hervorgerufen wird?
- Wie zuverlässig mit Modellrechnungen der Temperatureinfluss auf die Eigenfrequenzen und mo-dalen Dämpfungen nachvollzogen und vorausgesagt werden kann?
- Wie sich die Schubübertragung zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag auf den Temperatureinfluss der Dämpfung und der Eigenfrequenzen auswirkt?

Mit diesen Grundlagen sollen Empfehlungen zur Beurteilung gemessener Dämpfungen und Eigenfre-quenzen an bestehenden Brücken und zur Berechnung der Dämpfung und Eigenfrequenzen von neu zu erstellenden Brücken erarbeitet werden.

1.3 Vorgehen

Zunächst wurden an fünf Holzbrücken mit Gussasphaltbelag dynamische Messungen durchgeführt, um die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen zu bestimmen. Ziel war es, eine für die detaillierte Untersuchung geeignete Brücke auszuwählen.

Zur Erfassung des Temperatureinflusses auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen wurden an der ausgewählten Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen periodisch dynamische Messungen durchgeführt. Die Messungen sollten möglichst gut den typischen Belags- und Lufttemperaturbereich zwischen Winter und Sommer abdecken.

Neben den periodischen Messungen wurde an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen noch ein Monitoring durchgeführt. Das Monitoring sollte eine unabhängige Bestimmung des Einflusses der Temperatur auf einige Eigenfrequenzen der Brücke erlauben. Darüber hinaus sollte das Monitoring auch den Einfluss der Temperatur auf die Schwingungsamplituden während der Benützung durch Fussgängern untersuchen.

Mit Modellen wurde schliesslich untersucht, wie zuverlässig Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen rechnerisch vorausgesagt werden können, wenn die temperaturabhängigen viskoelastischen Eigenschaften des Gussasphaltes berücksichtigt werden. Dabei wurde auch die Rolle der de-facto Schubübertragung zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag untersucht.

Schliesslich wurden mit den Ergebnissen aus den Messungen und Analysen Empfehlungen für die Praxis formuliert.

1.4 Resultate

Die Ergebnisse aus den periodischen Messungen und dem Monitoring an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen haben gezeigt, dass bedeutende Änderungen der Eigenfrequenzen auftreten. Die Eigenfrequenzen weisen eine starke Korrelation mit der Belags- und der Lufttemperatur auf. Die Eigenfrequenzen nehmen mit abnehmenden Belags- und Lufttemperaturen generell zu. Bezogen auf die Eigenfrequenzen bei hohen Belags- und Lufttemperaturen betragen die relativen Änderungen der Eigenfrequenzen ca. 25%.

Die periodischen Messungen an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen haben gezeigt, dass auch bedeutende Änderungen der modalen Dämpfungen auftreten. Die modalen Dämpfungen weisen ein komplexeres Verhalten als die Eigenfrequenzen auf. Sie weisen bei Belagstemperaturen zwischen ca. 15°C und 30°C ein Maximum auf. Bei tieferen und höheren Belagstemperaturen nehmen die modalen Dämpfungen wieder ab. Die relative Zunahme der modalen Dämpfungen bezogen auf die modalen Dämpfungen bei hohen Temperaturen beträgt ca. 100%.

An zwei weiteren Brücken konnten mit Messungen bei zwei unterschiedlichen Temperaturen ebenfalls bedeutende Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen nachgewiesen werden.

Messungen bei einer starken Änderung der Belagstemperatur pro Zeiteinheit weisen darauf hin, dass die mit der Temperaturänderung verbundene Änderung der viskoelastischen Eigenschaften des Gussasphaltbelages die Ursache für die beobachtete Änderung der Eigenfrequenzen ist.

Das in dieser Arbeit eingesetzte theoretische Modell, das die Änderungen des Speicher- und Verlustmoduls eines Gussasphaltes mit der Temperatur berücksichtigt, ist in der Lage, das an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ beobachtete Verhalten der Eigenfrequenzen und der modalen Dämpfungen qualitativ korrekt wiederzugeben.

Die Modellannahme eines vollständigen Verbundes zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelages überschätzt die an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen.

Das Modell mit einem elastischen Schubverbund zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelages erlaubt eine bessere Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen zu erzielen.

1.5 Fazit

Insgesamt liefern die experimentellen und theoretischen Ergebnisse wichtige Hinweise darauf, dass die mit der Temperaturänderung verbundene Änderung der viskoelastischen Eigenschaften des Gussasphaltbelages die primäre Ursache für die an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen und der modalen Dämpfungen ist. Messungen an zwei weiteren Brücken bei unterschiedlichen Luft- und Belagstemperaturen zeigen ebenfalls deutliche Änderungen der Eigenfrequenzen und teilweise auch der Dämpfungen. Da detaillierte Ergebnisse fast ausschliesslich an einer einzigen Brücke erzielt wurden, sind weitere Messungen an Fussgängerbrücken mit Gussasphaltbelag erforderlich, um die Hypothese zweifelsfrei zu bestätigen.

Die in diesem Projekt beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen bestätigen die generell versteifende Wirkung des Gussasphaltbelages bei Schwingungen, die im Rahmen des Forschungsprojektes „Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer“ an der Laborbrücke beobachtet wurde. Die versteifende Wirkung ist jedoch stark von der Belagstemperatur abhängig.

Die in diesem Projekt beobachteten Änderungen der modalen Dämpfungen bestätigen nur beschränkt die an der Laborbrücke beobachteten starken Zunahmen der Dämpfung. Einerseits fällt die Zunahme der Dämpfung deutlich geringer aus und andererseits hängt die Zunahme der Dämpfung auch wesentlich von der Belagstemperatur ab. Bei tiefen und hohen Belagstemperaturen zeigen die experimentellen Ergebnisse und die theoretischen Modelle, dass keine oder nur eine geringe Zunahme der Dämpfung durch den Gussasphaltbelag erfolgt. Eine pauschale Zunahme der Dämpfung aufgrund des Gussasphaltbelages ist bei der Bemessung deshalb nicht angebracht.

Vorerst ungelöst bleibt die Quantifizierung des Verbundes zwischen den Holzbauteilen und dem Gussasphaltbelag. Ähnlich wie bei der Laborbrücke führt die Annahme eines vollständigen Verbundes zu einer Überschätzung der Änderung der Eigenfrequenzen und der Dämpfungen. Unter der Annahme, dass ein elastischer Verbund zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphaltbelag herrscht, führen Modelle zu Resultaten, die gut mit den gemessenen Resultaten übereinstimmen. Die Quantifizierung der Schubübertragung, die am Beispiel der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ durchgeführt wurde, ist jedoch nicht auf andere Fussgängerbrücken übertragbar. Weitere Forschung ist erforderlich, um diesen Aspekt zuverlässig zu erfassen.

Die erarbeiteten Grundlagen erlaubten, erste Empfehlungen zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Holzbrücken mit Gussasphaltbelag hinsichtlich Schwingungen zu formulieren. Die Änderung der Eigenfrequenzen ist bei der Bemessung zu berücksichtigen. Eine pauschale Zunahme der Dämpfung aufgrund des Gussasphaltbelages ist bei der Bemessung vorerst nicht angebracht.

1.6 Ausblick

Mit diesem Projekt konnte ein erster wichtiger Schritt vorgenommen werden, um den Einfluss des Gussasphaltbelages auf die Eigenfrequenzen und Dämpfungen von Fussgängerbrücken bei sich ändernden Temperaturen nachzuweisen und zu verstehen. Diese Resultate waren entscheidend, um das Projekt „Einfluss des Asphaltbelages auf die Dynamik von Fussgängerbrücken aus Beton und Stahl“

zu initiieren, dass vom ASTRA finanziell unterstützt wird. Neben der Absicherung der bisherigen Resultate mit Messungen an weiteren Fussgängerbrücken ist es das Ziel dieses Projektes, die noch offene Frage des Verbundes zwischen dem Gussasphaltbelag und der Brückenplatte zu klären. Die weiteren Untersuchungen werden es auch erlauben, präzisere und gesichertere Empfehlungen für die Praxis zu formulieren.

Im Rahmen eines Studienaufenthaltes (Short-Term Scientific Mission der COST Action FP-1004 „Enhance mechanical properties of timber, engineered wood products and timber structures“) einer Mitarbeiterin von CETEMAS (Spanien) werden weitere experimentelle Untersuchungen an den Fussgängerbrücken durchgeführt, um die erarbeiteten Ergebnisse zu konsolidieren.

2. Einleitung

2.1 Problemstellung

Ab mittleren Spannweiten ist bei Fussgängerbrücken aus Holz oft das Schwingungsverhalten als Bemessungskriterium massgebend (Gebrauchstauglichkeit). Diese Brücken haben in der Regel eine oder mehrere Eigenschwingungen mit einer Eigenfrequenz, die durch gehende oder laufende Fussgänger angeregt werden können. Da der Baustoff Holz den Bau von leichten Brücken erlaubt, haben Holzbrücken zudem eine geringere mitschwingende Masse als z.B. Stahlbetonbrücken, die wiederum zu grösseren Schwingungsamplituden führt. Die Schwingungsanfälligkeit von Holzbrücken wird auch durch die Dämpfung beeinflusst. Eine hohe Dämpfung verringert die Schwingungen einer Brücke, da mehr kinetische Energie dissipiert wird.

Die Fahr- und Gehbahn moderner Holzbrücken wird häufig geschlossen in Form von eigentlichen Platten ausgebildet, die aus liegenden, quer vorgespannten Brettschichtholz-Trägern (QS-Platten), Furnierschichtholz- oder Brettsperrholzplatten (Massivholzplatten) hergestellt werden. Als Abrieb- und Witterungsschutz werden die Fahr- und Gehbahnen mit einem Gussasphaltbelag versehen. Verschiedene Untersuchungen haben gezeigt, dass ein Gussasphaltbelag eine deutliche Erhöhung der Dämpfung und eine Abminderung der Eigenfrequenzen von Holzbrücken verursacht (Hamm 2003, Guelzow et al. 2007, Feltrin et al. 2009, Steiger et al. 2010). Die Erhöhung der Dämpfung ist sehr willkommen, da sie das Schwingungsproblem entschärft. Während eines Jahreszyklus ist ein Gussasphaltbelag jedoch starken Temperaturunterschieden ausgesetzt. Je nach geographischer Höhenlage und Exposition durch direkte Sonneneinstrahlung können die Belagstemperaturen zwischen ca. -20°C und 60°C variieren. Da die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Gussasphalts stark temperaturabhängig sind (Gsell et al. 2008), ist zu erwarten, dass sich die Dämpfung und die Eigenfrequenzen einer Holzbrücke mit Gussasphaltbelag in Abhängigkeit der Temperatur ändern.

Bei der heutigen Bemessungspraxis von Fussgängerbrücken wird der Gussasphaltbelag als ständige Last, d.h. als zusätzliche Masse, berücksichtigt. Die Ergebnisse aus dem Projekt „Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer“, das vom Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung gefördert wurde (Projekt WHFF 2005.10), haben jedoch gezeigt, dass selbst wenn keine Massnahmen getroffen werden, um einen Verbund zwischen der Tragkonstruktion und dem Gussasphaltbelag herzustellen, eine Verbundwirkung vorhanden ist, die eine Mitwirkung des Gussasphaltbelages hervorruft. Während für die Statik dieser Verbund ohne negative Folgen für die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit vernachlässigt werden kann, führt dieser de-facto Verbund in der Dynamik zu einer Veränderung der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen.

Die Veränderung der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen ist von Bedeutung, da sie die personen-induzierten Schwingungen der Brücke beeinflussen. Die Norm SIA 260 (SIA 2003) verlangt, dass für geplante Fussgängerbrücken, die rechnerische Eigenfrequenzen der vertikalen Schwingungen zwischen 1.6 und 4.5 Hz aufweisen, eine dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Dämpfung durchzuführen sei. Mit welchem Verfahren die dynamische Berechnung durchgeführt werden soll, spezifiziert SIA 260 nicht.

Für Holzbrücken wird oft das Verfahren des Eurocodes 5 „Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken“ (CEN 2004) oder der DIN 1074 „Holzbrücken“ (DIN 2006) angewendet. Da dieses Verfahren nur für einfeldrige Brücken mit gelenkiger Lagerung gilt, ist seine Anwendbarkeit bei mehrfeldriger Brücken nicht ohne weiteres zulässig. Bestrebungen ein einheitliches Bemessungsverfahren für Fussgängerbrücken auf europäischer Ebene einzuführen,

mündete im Bericht „Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations“ (Heinemeyer et al. 2009). Grundsätzlich ist das darin beschriebene Bemessungsverfahren auch auf Fussgängerbrücken aus Holz anwendbar. Sowohl im Eurocode 5, EN 1995-2, bzw. DIN 1074, wie auch im Bericht von Heinemeyer et al. 2009 ist in den Lastmodellen die Intensität der Einwirkung von der Eigenfrequenz der Brücke abhängig. Dieser Einfluss wird durch einen frequenzabhängigen Beiwert beschrieben (Abbildung 2.1), der bedeutenden Änderungen unterworfen ist.

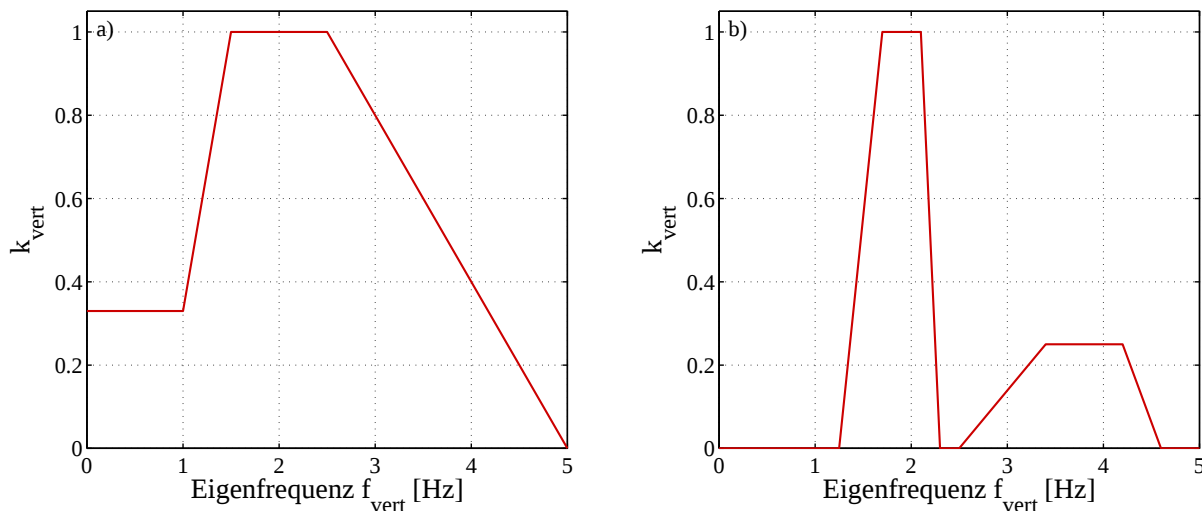


Abbildung 2.1: Beiwert für vertikale Schwingungen gemäss EN 1995-2 (a) und Heinemeyer et al. (b).

In der Bemessungsformel des Eurocodes 5 „Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken“ (CEN 2004) oder der DIN 1074 „Holzbrücken“ (DIN 2006) wird die beruhigende Wirkung der Dämpfung so berücksichtigt, dass der Bemessungswert der Schwingungsamplitude umgekehrt proportional zur Dämpfung ist. Eine höhere Dämpfung führt daher zu einem kleineren Bemessungswert der Schwingungsamplitude. Kann man bei der Planung von einer höheren Dämpfung ausgehen, dann können Grenzwerte der Gebrauchstauglichkeit eher eingehalten werden und müssen Massnahmen zur Bedämpfung einer Brücke (z.B. mit Schwingungstilgern) weniger oft untersucht, eingeplant und umgesetzt werden. Mangels entsprechender, gesicherter Grundlagen unterscheiden der Eurocode 5 und die DIN 1074 bei der Wahl der Dämpfung nur zwischen Haupttragwerken ohne bzw. mit mechanischen Verbindungen.

Eine Änderung der Eigenfrequenzen und der Dämpfung einer Brücke aufgrund des Gussasphaltbelages hat daher einen Einfluss auf das Ergebnis des jeweiligen Bemessungsverfahrens. Beide Bemessungsverfahren berücksichtigen den Einfluss des Gussasphaltbelages auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen jedoch nicht.

Diese Unsicherheiten führen dazu, dass das dynamische Verhalten einer Fussgängerbrücke mit Gussasphaltbelag nur beschränkt voraussagbar ist. Die Unterschätzung der Dämpfung führt zu konservativ ausgelegten Tragwerken und unnötige Einplanungen oder gar Ausführungen von Dämpfungsmassnahmen. Grosse Änderungen der Eigenfrequenzen vereiteln den Einsatz eines Schwingungstilgers zur Beruhigung des Tragwerks, da die Effizienz eines Schwingungstilgers bereits durch eine kleine Frequenzverstimmlung rapide abnimmt. Eine genauere Kenntnis der durch die Temperatur erzeugten Änderungen ist daher von grosser Bedeutung, da ohne dieses Wissen bei Holzbrücken mit Gussasphaltbelag eine definitive Aussage zur Schwingungsanfälligkeit einer Brücke unmöglich ist.

2.2 Stand des Wissens

Die temperaturbedingte Änderung der Eigenfrequenzen und der modalen Dämpfungen von Holzbrücken mit Gussasphaltbelag ist bisher systematisch nicht untersucht worden.

Im Rahmen von internationalen Forschungsvorhaben zur Zustandserfassung von Bauwerken sind Änderungen der Eigenfrequenzen, die mit der Temperatur korrelieren, an mehreren Strassenbrücken festgestellt worden (Sohn et al. 1999, Rohrman et al. 2000, Peeters & De Roeck 2001, Feltrin 2002, Liu & DeWolf 2007, Ralbovsky et al. 2011). Die gemessenen Änderungen der Eigenfrequenzen betrugen mehrere Zehntel Hertz. Der Asphaltbelag als Ursache der Änderungen ist mehrmals vermutet worden. Da Stahlbeton-Strassenbrücken deutlich steifer sind als Fussgängerbrücken aus Holz, muss bei Holzbrücken, auch wenn die Dicke des Belags bei Fussgängerbrücken aus Holz deutlich geringer als bei Strassenbrücken ist, mit grösseren temperaturabhängigen Änderungen der Eigenfrequenzen gerechnet werden.

Noch weniger als über die Änderung der Eigenfrequenzen ist über die Änderung der modalen Dämpfungen in Abhängigkeit der Temperatur bekannt, da im Rahmen der Zustandserfassung von Strassenbrücken der Änderung der Dämpfung keine Bedeutung zukommt. In Hamm 2003 wurde bei Messungen an Fussgängerbrücken aus Holz mit Gussasphaltbelag eine Zunahme der Dämpfung festgestellt. Aufgrund dieser Feststellung wurde empfohlen, bei der Planung eine Zunahme des Dämpfungsmasses um 0.3% zu berücksichtigen. Auf den Einfluss des Gussasphaltbelages auf die Eigenfrequenzen wurde nicht eingegangen.

Im Rahmen einer Zusammenarbeit der Abteilungen Ingenieur-Strukturen und Holz hat die Empa im Jahr 2006 an der hölzernen Strassenbrücke über die Wigger in Egolzwil mittels dynamischer Versuche begonnen, den Einfluss des Asphaltbelages auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen von Holzbrücken zu untersuchen (Guelzow et al. 2007, Gülzow et al. 2009). Mit dem Projekt „Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer“, das vom Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung gefördert wurde (Projekt WHFF 2005.10), konnte der Einfluss eines Gussasphaltbelages bei Raumtemperatur an einer Labor-Schrägseilbrücke systematisch untersucht werden (Gsell et al. 2008, Steiger et al. 2010). Festgestellt wurde eine starke Beeinflussung der Eigenfrequenz und der Dämpfung durch den Gussasphaltbelag.

Im Anschluss an dieses Forschungsprojekt ist die bisher einzige Untersuchung durchgeführt worden, den Einfluss der Temperatur auf die Grundfrequenz und Dämpfung einer kurzen, einfeldrigen Plattenbrücke mit Gussasphaltbelag experimentell zu ermitteln (Feltrin et al. 2011). Zwischen tiefen und hohen Belagstemperaturen wurde eine Änderung der Grundfrequenz um ca. 2 Hz und eine Änderung des Dämpfungsmasses um ca. 3% festgestellt.

Modellrechnungen an der Schrägseil-Laborbrücke der Empa ergaben eine Reduktion der Grundfrequenz von ca. 1 Hz bei einer Änderung der Temperatur des Gussasphaltbelages von -5°C auf 40°C (Schubert et al. 2010). Die gleiche Temperaturänderung führte zu einer Zunahme des Dämpfungsmasses um 0.9%. Die Ergebnisse, die an dieser Laborbrücke gewonnen wurden, sind jedoch nicht unmittelbar auf grössere Holzbrücken übertragbar, da die Flächenverhältnisse zwischen Holz und Gussasphaltquerschnitt bei realen Brücken anders sind.

2.3 Ziel der Arbeit

Diese Arbeit will erstmals Grundlagenkenntnisse zum Einfluss des Gussasphaltbelages auf die Schwingungseigenschaften von Holzbrücken zusammentragen. Insbesondere sollen folgende Fragestellungen untersucht werden:

1. Wie gross ist die Änderung der Eigenfrequenzen einer Fussgängerbrücke, die durch den Temperatureinfluss auf den Gussasphaltbelag hervorgerufen wird?
2. Wie gross ist die Änderung der Dämpfung einer Fussgängerbrücke, die durch den Temperatureinfluss auf den Gussasphaltbelag hervorgerufen wird?
3. Wie wirkt sich die Schubübertragung zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag auf den Temperatureinfluss der Dämpfung und der Eigenfrequenzen aus?
4. Wie zuverlässig können mit Modellrechnungen der Temperatureinfluss auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen nachvollzogen und vorausgesagt werden?

Mit diesen Grundlagen sollen Empfehlungen zur Beurteilung gemessener Dämpfungen und Eigenfrequenzen an bestehenden Brücken, zur Berechnung der Dämpfung und Eigenfrequenzen von neu zu erstellenden Brücken und zur Auslegung von Schwingungstilgern zur Bedämpfung von Brücken mit ungünstigem Schwingungsverhalten abgeleitet werden.

2.4 Projektorganisation und -ablauf

2.4.1 Beteiligte

Seitens der Empa beteiligten sich die Abteilungen Ingenieur-Strukturen, Holz und Strassenbau/Abdichtungen. Als Industriepartner sind die Firmen Fuhrmann Ingenieurbüro für Holzbau, H. Banholzer, Ingenieurbüro für Holzbau, Ingenieurbüro Silvio Pizio GmbH, Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG, Merz Kley Partner und Walt + Galmarini AG, welche die technischen Pläne und, falls erforderlich, die Berechnungsunterlagen zur Verfügung stellen. Darüber hinaus beteiligten sie sich bei der kritischen Durchsicht der Empfehlungen und des Schlussberichts. Als weiterer Industriepartner beteiligte sich die Firma Decentlab GmbH, die die Installation und den Unterhalt des Monitoringsystems an der Fussgängerbrücke in Mellingen durchführte.

2.4.2 Ablauf

Das Projekt wurde in folgenden Schritten durchgeführt:

1. Dynamische Messungen an 5 Fussgängerbrücken

Zunächst wurden an fünf Holzbrücken mit Gussasphaltbelag dynamische Messungen durchgeführt, um die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen zu bestimmen. Ziel war es, die für die detaillierte Untersuchung geeignete Brücke auszuwählen. Bevorzugt wird eine Brücke mit einem Tragwerk, das in Bezug auf die Modellierung möglichst wenig Unsicherheiten aufwirft und die gemessene Eigenfrequenzen zwischen den Eckwerten der SIA 260 (1.6 bis 4.5 Hz) aufweisen. Die Auswahl fiel auf die Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen.

2. Periodische dynamische Messungen zur Erfassung des Temperatureinflusses

Zur Erfassung des Temperatureinflusses auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen wurden an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen periodische dynamische Messungen durchgeführt. Die Messungen sollten möglichst gut den typischen Lufttemperaturbereich zwischen Winter- und Sommertemperaturen abdecken. Ziel der Messungen war es, die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen mindestens der ersten zwei Eigenschwingungen bei verschiedenen Temperaturen zu erfassen. Darüber hinaus sollten die periodischen Messungen Vergleichsdaten liefern für die Messung der Eigenfrequenzen mit dem Monitoring-System.

3. Monitoring der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen

Ein erstes Ziel des Monitoring war es, diese Korrelation, die aus den periodischen Versuchen ermittelt wurde, mit Messungen während des normalen Betriebs der Fussgängerbrücke zu bestätigen. Ein

zweites Ziel war es, festzustellen, ob aufgrund der Änderungen der Frequenzen und Dämpfungen eine Änderung der maximalen Schwingungsamplituden bei der Benützung der Brücke zu beobachten war. Das dritte Ziel des Monitorings war es, festzustellen, ob die Anregung einer Brücke durch die zweite harmonischen der Schrittfrequenz eines Fussgängers zu signifikanten Schwingungsamplituden führen würde.

4. Modellierung der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingen

Mit verschiedenen Modellen wurde untersucht, wie zuverlässig Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen rechnerisch vorausgesagt werden können. Dabei wurde auch die Rolle der de-facto Schubübertragung (durch Verzahnung oder über Reibung) zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag untersucht. Die Modellierung diente auch dazu, die Möglichkeiten und Grenzen der Modelle zur Berechnung der Eigenfrequenzen zu untersuchen.

5. Ausarbeitung der Empfehlungen

Die Ergebnisse aus den Messungen und Analysen wurden in Empfehlungen für die Praxis festgehalten. Die Empfehlungen sollten folgende Punkte enthalten:

1. Wie soll die Änderung der Eigenfrequenzen einer Fussgängerbrücke berücksichtigt werden, die durch den Temperatureinfluss auf den Gussasphaltbelag hervorgerufen wird?
2. Minimale zusätzliche Dämpfung, die bei Holzbrücken mit Gussasphaltbelag berücksichtigt werden kann.
3. Vorgehensweise zur Modellierung des Gussasphaltbelages bei der Berechnung der Eigenfrequenzen unter Berücksichtigung der Schubübertragung zwischen Holzplatte und Belag.
4. Vorgehensweise zur Ausführung von dynamischen Messungen und zur Interpretation der Messergebnisse an Holzbrücken mit Gussasphaltbelag.
5. Vorgehensweise zur Auslegung eines Schwingungstilgers bei Holzbrücken mit Gussasphaltbelag.

2.5 Literatur

CEN (2004) *EN 1995-2 (Eurocode 5-2): Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Teil 2: Brücken*. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Belgien.

DIN (2006) *DIN 1074, Holzbrücken*. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Deutschland.

Feltrin, G., Schubert, S. & Steiger, R. (2011) Temperature Effects on the Natural Frequencies and Modal Dampings of Timber Footbridges with Asphalt Pavement. In *Proceedings of the EVACES'11, 4th International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures*, Varenna, Italy, 3-5 October, 2011.

Feltrin, G., Schubert, S., Steiger, R., Guelzow, A. & Gsell, D. (2009) Vibration test of a cable stayed timber deck bridge without and with asphalt pavement. In *Proceedings of the EVACES'09, 3rd International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures*, Wroclaw, Poland, 14-16 October, 2009.

Gsell, D., Guelzow, A., Hugener, M., Pizio, S., Schubert, S. & Steiger, R. (2008) *Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer*. Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Dübendorf.

Guelzow, A., Steiger, R., Gsell, D., Wilson, W. & Feltrin, G. (2007) Dynamic field performance of a wooden trough bridge. In *Proceedings of the EVACES'07, 2nd International Conference on*

Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Porto, Portugal, 24-26 October 2007.

Gülzow, A., Jung, P., Gsell, D., Steiger, R. & Feltrin, G. (2009) Schwingungen bei Strassenbrücken. In Feltrin, G. & Steiger, R. (Eds.) *Baudynamik im Hozbau*. SIA, Zürich, 107-116.

Hamm, P. (2003) *Ein Beitrag zum Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Fussgängerbrücken aus Holz*. Institut für Baustoffe und Konstruktion, Fachgebiet Holzbau. TH München, München.

Heinemeyer, C., Butz, C., Keil, A., Schlaich, M., Goldack, A., Trometer, S., Lukic, M., Chabrolin, B., Lemaire, A., Martin, P.-O., Cunha, Á. & Caetano, E. (2009) *Design of lightweight footbridges for human induced vibrations*. Luxembourg.

Liu, C. Y. & DeWolf, J. T. (2007) Effect of temperature on modal variability of a curved concrete bridge under ambient loads. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 133 (12), 1742-1751.

Peeters, B. & De Roeck, G. (2001) One-year monitoring of the Z24-Bridge: Environmental effects versus damage events. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 30 149–171.

Ralbovsky, M., Friedl, H. & Wittmann, S. (2011) Dynamic Behaviour of UHPFRC Arch Bridge Wild. In *Proceedings of the Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES'11)*, Varenna, Italy, 3-5 October 2011.

Rohrmann, R. G., Baessler, M., Said, S., Schmid, W. & Ruecker, W. F. (2000) Structural causes of temperature affected modal data of civil structures obtained by long time monitoring. In *Proceedings of the Proceedings of the 18th international modal analysis conference*, San Antonio, Texas, USA,

Schubert, S., Gsell, D., Steiger, R. & Feltrin, G. (2010) Influence of asphalt pavement on damping ratio and resonance frequencies of timber bridges. *Engineering Structures*, 32 (10), 3122-3129

SIA (2003) *Norm SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*. Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, Zürich, Schweiz.

Sohn, H., Dzwonczyk, M., Straser, E. G., Kiremidijan, A. S., Kinco, H. L. & Meng, T. (1999) An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28 879-897.

Steiger, R., Schubert, S., Guelzow, A., Hugener, M. & Gsell, D. (2010) Vibration and damping behaviour of a cable-stayed timber deck bridge with asphalt pavement. In *Proceedings of the WCTE World Conference on Timber Engineering 2010*, Riva del Garda, Trentino, Italy, June 20-24, 2010.

3. Versuche an fünf Fussgängerbrücken

Zunächst wurden an fünf Holzbrücken mit Gussasphaltbelag dynamische Messungen durchgeführt, um die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen zu bestimmen. Ziel der Messungen war es, mindestens die Eigenfrequenz und modale Dämpfung der ersten Eigenschwingung zu erfassen. Die Messungen an den fünf Brücken sollten die Grundlagen bereitstellen, um die für die detaillierte Untersuchung geeignete Brücke auszuwählen. Bevorzugt wurde eine Brücke, die gemessene Eigenfrequenzen zwischen den Eckwerten der SIA 260 (1.6 bis 4.5 Hz) aufweist und die in Bezug auf die Modellierung möglichst wenige Unsicherheiten aufwirft. Darüber hinaus sollte die Brücke einem regen Fussgängerverkehr ausgesetzt sein.

3.1 Messverfahren

Um die Eigenfrequenzen zu ermitteln, wurden über eine Dauer von mehreren Minuten die Schwingungen aufgezeichnet, die durch ambiente Anregungsquellen (Wind, Verkehrserschütterungen, usw.) angeregt werden. Ambiente Schwingungen haben eine sehr kleine Amplitude, die bei Fussgängerbrücken typischerweise höchstens mehrere mms^{-2} betragen (Abbildung 3.1a). Die Identifikation der Eigenfrequenzen erfolgte anhand eines gemittelten Frequenzspektrums, indem die dominanten Spitzen des Frequenzspektrums abgegriffen wurden. Da ambiente Anregungsquellen breitbandige Zufallsschwingungen erzeugen, können in der Regel mehrere Eigenfrequenzen identifiziert werden.

Zur Bestimmung der modalen Dämpfung, aber auch von Eigenfrequenzen, wurden Messreihen der Schwingungen ermittelt, die durch eine Impulsanregung (einmaliges Hüpfen einer Person) verursacht wurde (Abbildung 3.1b). In einer Messreihe wurde die Impulsanregung mehrmals wiederholt, um die Zuverlässigkeit der Ergebnisse zu erhöhen. Um die verschiedenen Eigenschwingungen anzuregen, wurde das Hüpfen an verschiedenen Stellen der Brücke durchgeführt. Die Analyse der Stossversuche erfolgte mit der Methode, die in Kapitel 4.3 beschrieben wird.

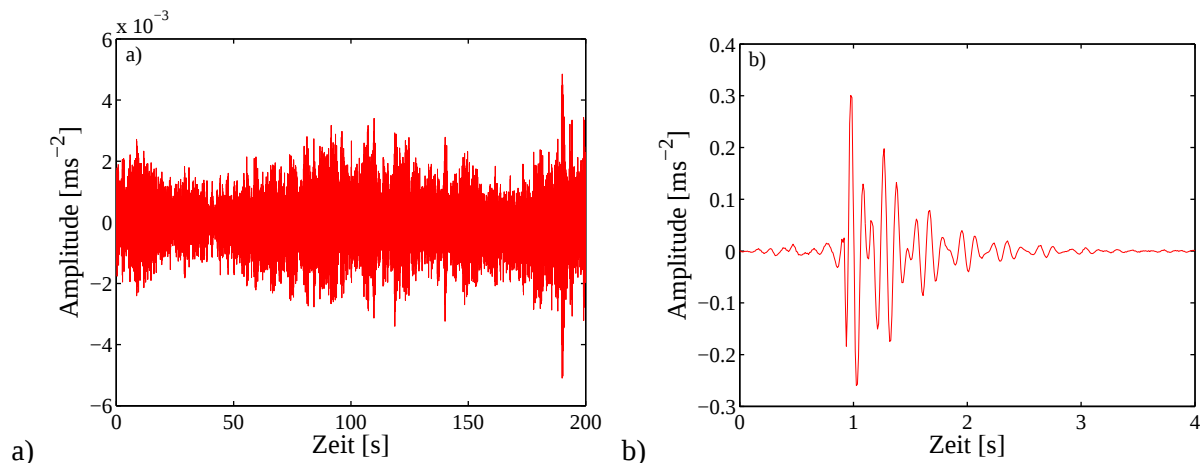


Abbildung 3.1: a) Messreihe einer ambienten Schwingung. b) Messreihe einer Schwingung, die durch Impulsanregung ausgelöst wurde.

Da ambiente Schwingungen sehr kleine Amplituden aufweisen, wurden die Schwingungen mit hochempfindlichen Beschleunigungssensoren (PCB 393B31) erfasst (Abbildung 3.2a). Die Sensoren arbeiten in einem Bereich von 0.1 Hz bis 200 Hz mit einer Auflösung von $10 \mu\text{m/s}^2$. Sie wurden auf Holzwürfeln montiert (elektrische Isolation), die ihrerseits auf Stahlplatten befestigt waren (Abbildung 2a). Die Sensoren wurden mit elektrisch abgeschirmten BNC-Kabeln mit dem Datenerfassungssystem OROS OR 38 verbunden (Abbildung 3.2b). Die Messsignale von den Beschleunigungssensoren wur-

den mit einer Abtastfrequenz von 256 Hz und einer Auflösung von 24 bit digitalisiert. Die Messdaten sind anschliessend auf einem tragbaren PC (Laptop) gespeichert worden. Die Auswertung der Messdaten erfolgte mit dem Programm Matlab®.

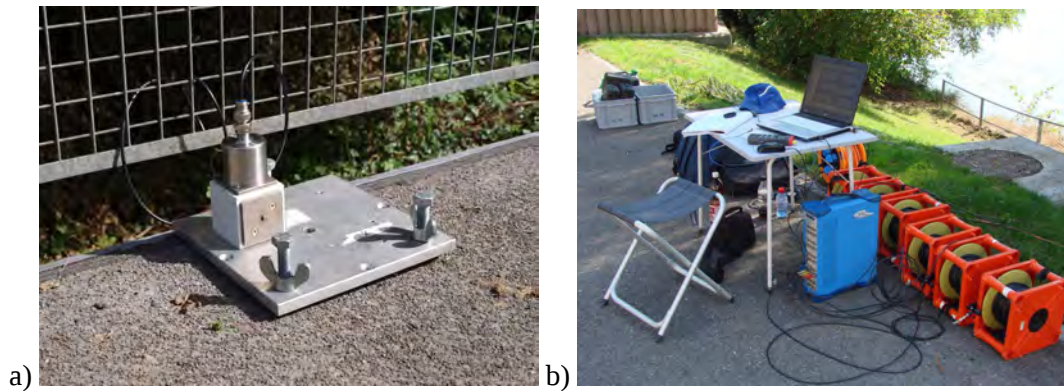


Abbildung 3.2: a) Beschleunigungssensor PCB 393B31. b) Datenerfassungssystem OROS, tragbarer PC und BNC-Kabelrollen.

3.2 Aabachsteg in Lenzburg

3.2.1 Brücke

Der Aabachsteg in Lenzburg (AG) (Abbildung 3.3) ist ein leicht gekrümmter Zweifeldträger mit Spannweiten von jeweils 14 m. Der Querschnitt besteht aus 4 Brettschichtholzträgern (BSH-B) mit einem rechteckigen Querschnitt von 200 x 533 mm (Breite x Höhe). Als Brückenplatte sind auf den Brettschichtholzträgern Massivholzplatten (MDH/A) mit den Abmessungen 2440 x 85 mm (Breite x Höhe) befestigt. Die Platten sind mit den Brettschichtholzträgern verklebt, wobei der Anpressdruck mit Holzschrauben aufgebracht wurde. Als Abrieb- und Witterungsschutz ist auf der Brückenplatte ein Gussasphaltbelag aufgebracht, der eine Dicke von 41 mm aufweist. Zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphaltbelag befindet sich eine besandete Glasvlies-Bitumendachbahn und eine Dichtungsbahn.



Abbildung 3.3: Ansicht des Aabachsteges in Lenzburg.

3.2.2 Resultate

Das Leistungsspektrum der ambienten Schwingungen weist auf zwei Eigenschwingungen hin, die eine Eigenfrequenz von 7.4 Hz bzw. 10.25 Hz aufweisen (Abbildung 3.4a). Die Analyse der Phasenver-

schiebung zwischen den eingesetzten Sensoren zeigt, dass die Eigenschwingung mit der Frequenz von 7.4 Hz die Biege-Grundeigenschwingung und die Eigenschwingung mit der Frequenz von 10.25 Hz die zweite Biege-Eigenschwingung ist.

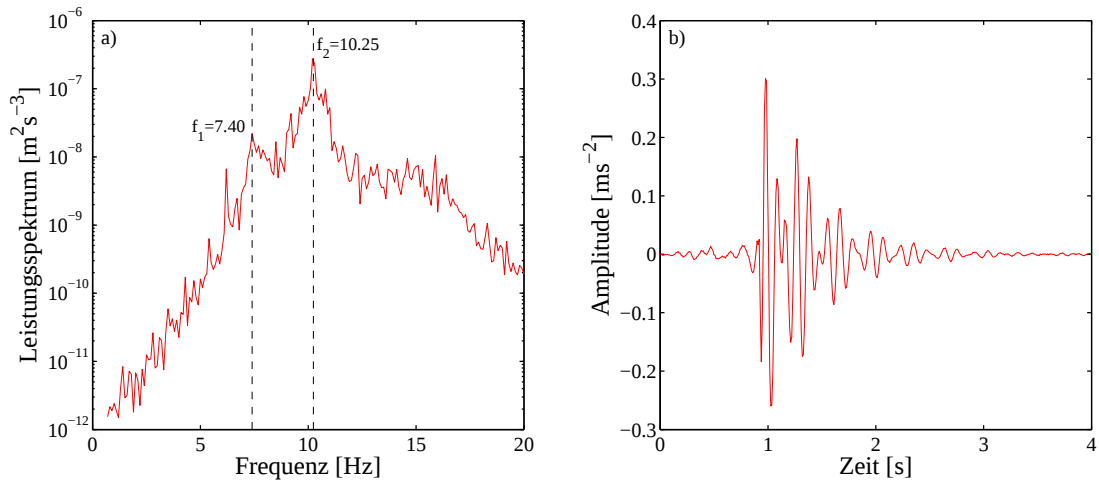


Abbildung 3.4: a) Leistungsspektrum der ambienten Schwingungen. b) Ausschwingen nach einem Stossversuch.

Die Analyse der Ausschwingkurven nach einer Stossbelastung ergibt, dass die Schwingung sich aus zwei Komponenten zusammensetzt, die eine Frequenz von 7.3 Hz bzw. 10.14 Hz haben. Dieses Ergebnis ist konsistent mit dem Ergebnis aus der Analyse der ambienten Schwingungen. Die bei den Stossversuchen um ca. 0.1 Hz kleineren Frequenzen sind hauptsächlich auf die grösseren Schwingungsamplituden zurückzuführen. Da die Schwingungsamplituden bei ambienter Anregungen äusserst klein sind (siehe Abbildung 3.1), führt die Reibung zwischen den Bauteilen zu einer Einschränkung der relativen Bewegungen und daher zu einer grösseren Steifigkeit als bei grösseren Schwingungsamplituden. Die Eigenfrequenzen, die aus Messungen mit ambienter Anregung resultieren, sind daher erfahrungsgemäss immer etwas grösser als die Eigenfrequenzen, die bei Messungen mit grösseren Schwingungsamplituden erhalten werden. Die Dämpfungsmasse betragen bei der Biege-Grundeigenschwingung 4.1% und bei der zweiten Biege-Eigenschwingung 4.0%.

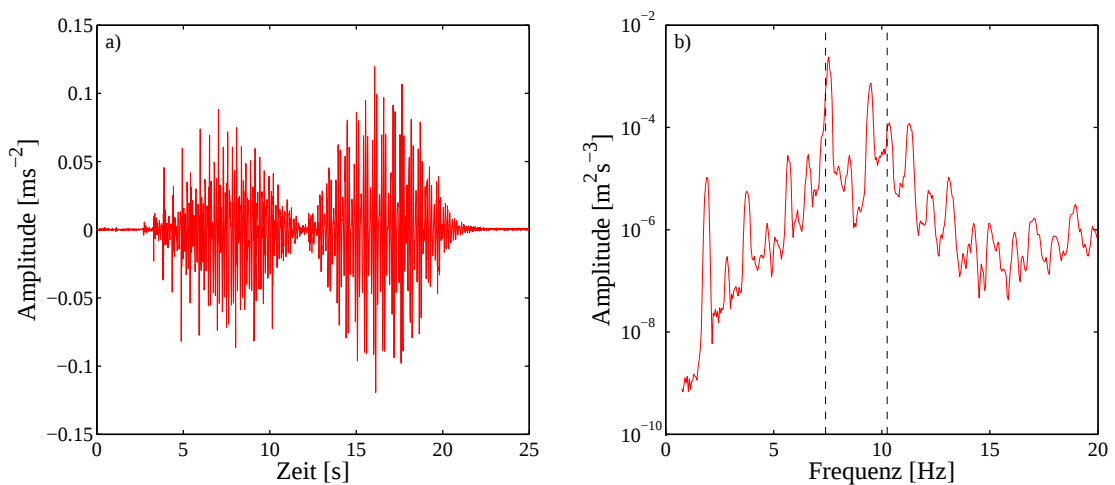


Abbildung 3.5: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite infolge der Anregung durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 1.90 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

Aufgrund der hohen Frequenz der Grundeigenschwingung sind die Schwingungsamplituden beim Gehen eines Fussgängers über der Brücke entsprechend klein. Abbildung 3.5a) zeigt die Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite, die von einem Fussgänger mit einer Masse von ca. 75 kg hervorgerufen werden. Die grösste Amplitude beträgt ca. 0.12 ms^{-2} .

Das Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden aus Abbildung 3.5a, das in Abbildung 3.5b dargestellt ist, zeigt, dass die Schrittfrequenz des Fussgängers ca. 1.9 Hz betrug. Aus diesem Grund wurde durch den Fussgänger hauptsächlich die Biege-Grundeigenschwingung angeregt, die ca. das Vierfache der Schrittfrequenz des Fussgängers ist. In der Tat befindet sich die höchste Amplitude des Frequenzspektrums bei ca. 7.6 Hz.

3.3 Passerelle in Hünenberg

3.3.1 Brücke

Die Passerelle in Hünenberg (ZG) (Abbildung 3.6) ist ein Einfeldträger mit einer Spannweite von 19.2 m. Die Tragkonstruktion besteht aus zwei seitlich angeordneten Fischbauchträgern mit einem Querschnitt von 160 x 1190–1780 mm (Breite x Höhe). Die Fischbauchträger werden mit Querträgern aus Brettschichtholz (100 x 295–670 mm) stabilisiert. Die Gehbahn besteht aus Dreischichtplatten, die eine Breite von 1780 mm und eine Dicke von 60 mm haben. Als Abrieb- und Witterungsschutz ist auf der Brückenplatte ein Gussasphaltbelag aufgebracht, der eine Dicke von 50 mm aufweist. Zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphaltbelag ist als Trennschicht ein Ölpapier und ein Glasflies eingelegt worden.



Abbildung 3.6: Ansicht der Passerelle über die Kantonsstrasse in Hünenberg.

3.3.2 Resultate

Anhand des Leistungsspektrums der ambienten Schwingungen in Feldmitte lässt sich eine Eigenschwingung ausmachen, die eine Eigenfrequenz von 7.1 Hz aufweist (Abbildung 3.7). Es handelt sich um die Biege-Grundeigenschwingung. Die Frequenz der zweiten Biege-Eigenschwingung ist im Frequenzbereich bis 20 Hz nicht feststellbar.

Auch die Ausschwingkurve nach einer Stossbelastung (Abbildung 3.7) zeigt, dass die Schwingung sich ausschliesslich aus einer Komponente zusammensetzt, die eine Frequenz von 7.02 Hz aufweist. Diese ist wiederum um ca. 0.1 Hz kleiner als die Eigenfrequenz, die aus der Messung mit ambienten Schwingungen bestimmt wurde. Das Dämpfungsmaß der Biege-Grundeigenschwingung beträgt 1.8 %. Weitere Stossversuche bei einem Viertel der Spannweite ergaben keine zuverlässigen Hinweise über die Eigenfrequenz der zweiten Biege-Eigenschwingung.

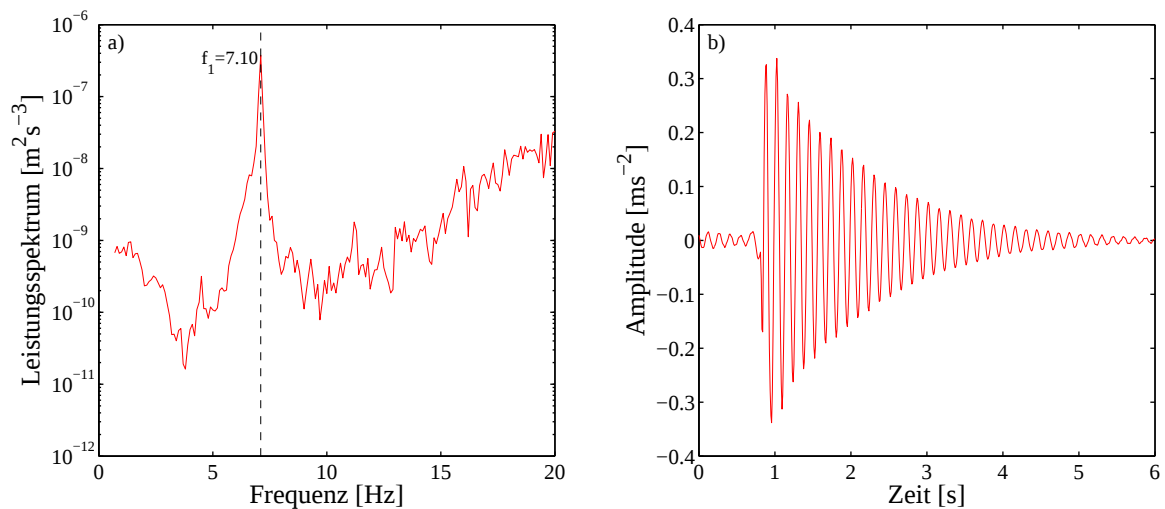


Abbildung 3.7: a) Leistungsspektrum der ambienten Schwingungen. b) Ausschwingen nach einem Stossversuch.

Beim Gehen eines Fussgängers über die Brücke ist die Situation ähnlich wie beim Aabachsteg in Lenzburg. Aufgrund der hohen Frequenz der Grundeigenschwingung sind die Schwingungsamplituden klein. Abbildung 3.8a) zeigt die Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite, die von einem Fussgänger mit einer Masse von ca. 75 kg und einer Schrittfrequenz von 1.8 Hz hervorgerufen werden. Die grösste Amplitude beträgt ca. 0.13 ms^{-2} .

Das Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden aus Abbildung 3.8a), das in Abbildung 3.8b) dargestellt ist, zeigt, dass die Schrittfrequenz des Fussgängers ca. 1.8 Hz betrug. Die höchste Amplitude des Frequenzspektrums befindet sich bei ca. 7.1 Hz. Auch bei dieser Brücke wird durch den Fussgänger hauptsächlich die Biege-Grundeigenschwingung angeregt, die ca. das Vierfache der Schrittfrequenz des Fussgängers ist.

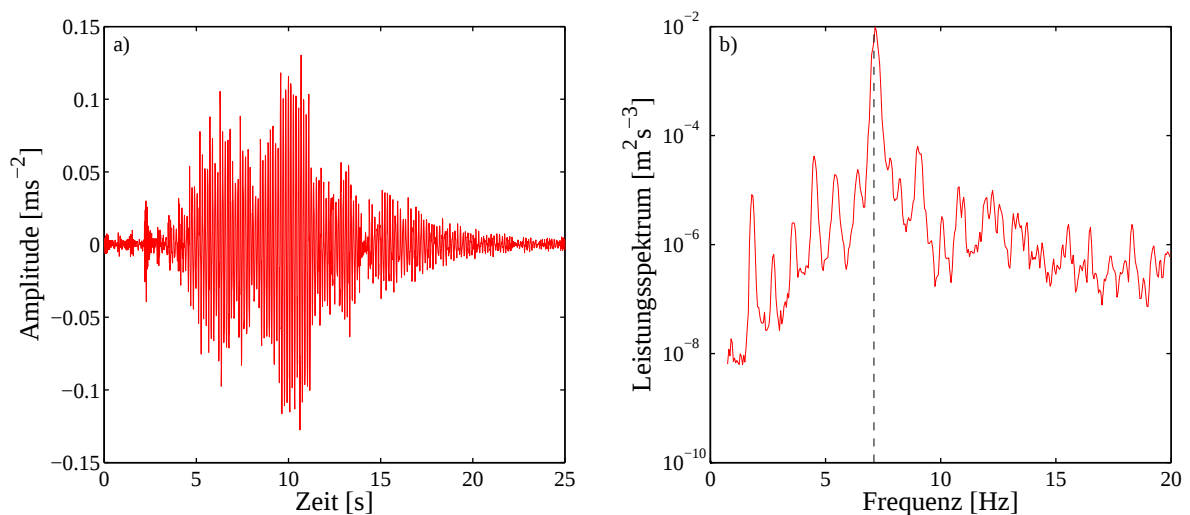


Abbildung 3.8: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite infolge der Anregung durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 1.80 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

3.4 Passerelle Bachtal in Sins

3.4.1 Brücke

Das Brückentragwerk der Passerelle Bachtal in Sins (AG) (Abbildung 3.9) besteht aus fünf vorgefertigten Einfeldträgern, deren Spannweiten 22.24 m, 22.24 m, 22.24 m, 17.50 m und 19.50 m betragen. Der Brückenquerschnitt besteht jeweils aus einem homogenen Blockträger, der durch Verklebung von elf stehenden, 220 bis 240 mm breiten Brettschichträgern angefertigt wurde. Die Abmessungen eines Blockträgers sind 2440 x 740 mm (Breite x Höhe) für die Felder mit 22.24 m Spannweite bzw. 2440 x 660 mm für die Felder mit 17.50 m und 19.50 m Spannweite. Die Brückenträger sind als Einfeldträger konzipiert, wobei sie jeweils auf der einen Seite fest und auf der Gegenseite beweglich gelagert sind. Über den Blockträgern ist eine Querlattung verlegt, die über Senkkopfschrauben mit dem Blockträger verbunden ist. Auf der Querlattung sind grossformatige Furnierschichtholz-Platten (Kerto-Q) mit Abmessungen von 2930 x 63 mm (Breite x Höhe) montiert, die ebenfalls mit Senkkopfschrauben mit der Querlattung verbunden sind. Die Furnierschichtholz-Platten dienen als Unterlage für den zweischichtigen Gussasphalt-Belag, der eine Dicke von ca. 60 mm aufweist. Zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphaltbelag ist als Abdichtung eine verschweisste, 5 mm dicke Polymerbitumen-Dichtungsbahn eingelegt worden. Weitere Informationen zur Brücke sind im Artikel von Bogusch (Bogusch 2002) zu finden.



Abbildung 3.9: Ansicht der Passerelle über die Kantonsstrasse in Sins. Im Vordergrund sind die Felder mit Spannweiten von 22.24 m.

3.4.2 Resultate

Die Schwingungsmessungen fanden in der Mitte der ersten beiden Felder statt, die jeweils eine Spannweite von 22.24 m haben. Beide Leistungsspektren der ambienten Schwingungen weisen auf 4 Eigenschwingungen hin, die Eigenfrequenzen von 3.15 Hz, 3.35 Hz, 3.70 Hz und 3.96 Hz haben (Abbildung 3.10). Die Analyse der Phasenverschiebung zwischen den Sensoren zeigt, dass bei den Eigenschwingungen mit einer Frequenz von 3.15 Hz bzw. 3.35 Hz das zweite Feld sich in Gegenphase zum ersten Feld bewegt. Bei den Eigenschwingungen mit einer Frequenz von 3.70 Hz bzw. 3.96 Hz bewegt sich das zweite Feld in Phase zum ersten Feld.

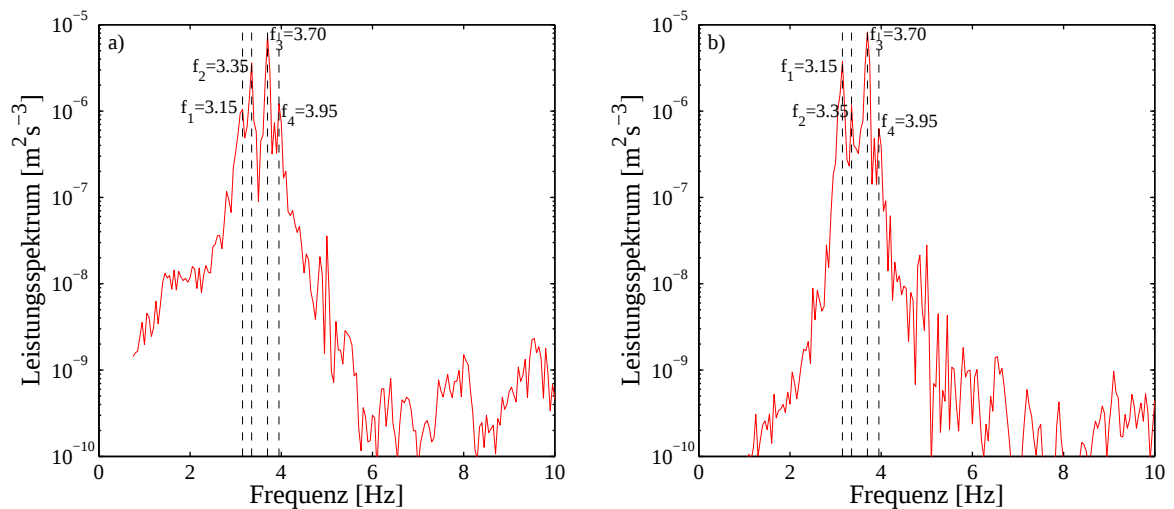


Abbildung 3.10: Leistungsspektren der ambienten Schwingungen in der Mitte des ersten Feldes (a) bzw. zweiten Feldes (b).

Die Antwort auf eine Stossbelastung im ersten Feld ist in Abbildung 3.11 dargestellt. Obwohl der Brückenüberbau aus 5 Einfeldträgern konzipiert ist, besteht zwischen den Einfeldträgern eine dynamische Kopplung, denn das zweite Feld weist ähnlich grosse Amplituden wie das erste Feld auf. Sichtbar ist eine deutliche Amplitudenmodulation, die darauf hinweist, dass zwei Eigenfrequenzen nahe beieinander sind. Da das erste und zweite Feld den gleichen Brückenquerschnitt und die gleiche Spannweite haben, dürften die Eigenfrequenzen der beiden Felder eng beieinander liegen.

Die Analyse der Ausschwingkurven ergibt Eigenfrequenzen von 3.11 Hz, 3.29 Hz und 3.65 Hz. Diese Eigenfrequenzen sind konsistent mit den Eigenfrequenzen aus der Analyse der ambienten Anregung. Die zugehörigen Dämpfungsmasse betragen 1.2%, 1.6% und 1.3%. Die kleinen Dämpfungen sind deutlich an den langen Ausschwingzeiten in Abbildung 3.11 zu erkennen. Die Stossversuche konnten hingegen keine Eigenfrequenz um 3.9 Hz bestätigen.

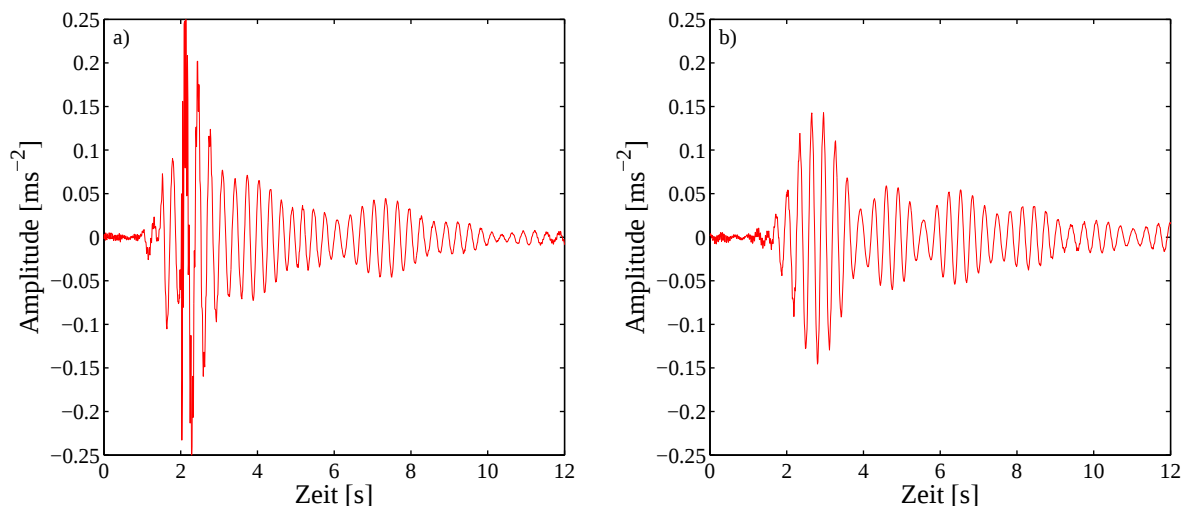


Abbildung 3.11: Ausschwingen nach einem Stossversuch im ersten Feld. a) Amplitude in der Mitte des ersten Feldes (a) bzw. zweiten Feldes (b).

Beim Begehen der Brücke durch einen Fussgänger hängen die Schwingungsamplituden sehr stark von der Schrittfrequenz des Fussgängers ab. Abbildung 3.12 zeigt die Antwort der Brücke in der Mitte des

ersten Feldes beim Begehen der Brücke durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 1.85 Hz. Die zweite Harmonische dieser Schrittfrequenz entspricht der Eigenfrequenz bei 3.7 Hz. Die grösste Amplitude des Leistungsspektrums ist daher auch bei 3.7 Hz ersichtlich (Abbildung 3.12b). Neben dieser Spitze sind deutlich die Spitzen bei der Schrittfrequenz und deren höheren Harmonischen ersichtlich. Die maximale Schwingungsamplitude beträgt ca. 0.04 ms^{-2} (Abbildung 3.12a).

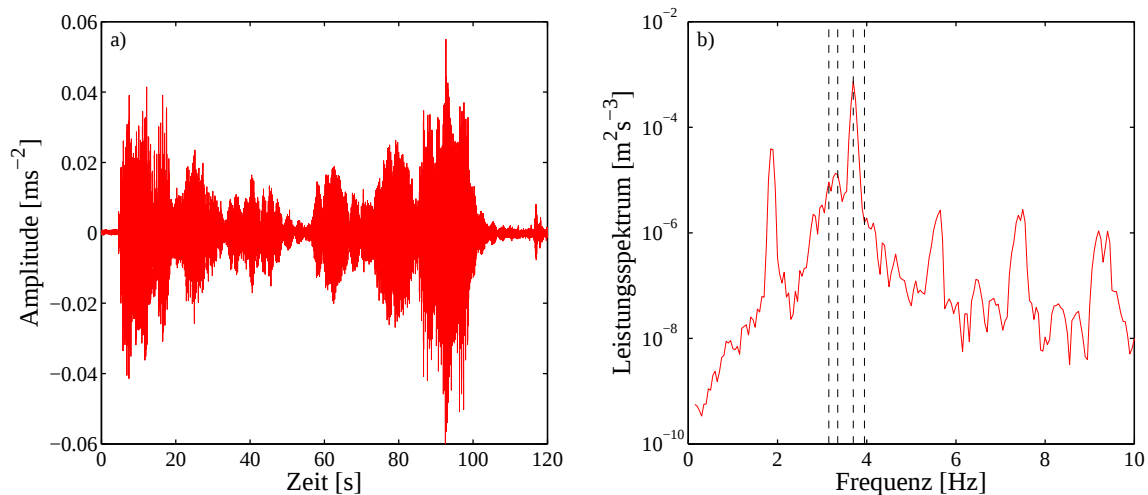


Abbildung 3.12: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite des ersten Feldes infolge der Anregung durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 1.85 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

Knapp doppelt so grosse Schwingungsamplituden treten beim Begehen der Brücke durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von ca. 1.6 Hz auf (Abbildung 3.13a). Mit dieser Schrittfrequenz werden die Eigenfrequenzen bei 3.2 Hz angeregt (Abbildung 3.13b). Bei beiden Schrittfrequenzen bleiben die maximalen Schwingungsamplituden klein und vergleichbar mit den maximalen Schwingungsamplituden des Aabachsteiges in Lenzburg und der Passerelle in Hünenberg, obwohl die Frequenz der Anregung mit der zweiten Harmonischen und nicht mit einer höheren Harmonischen der Schrittfrequenz übereinstimmt.

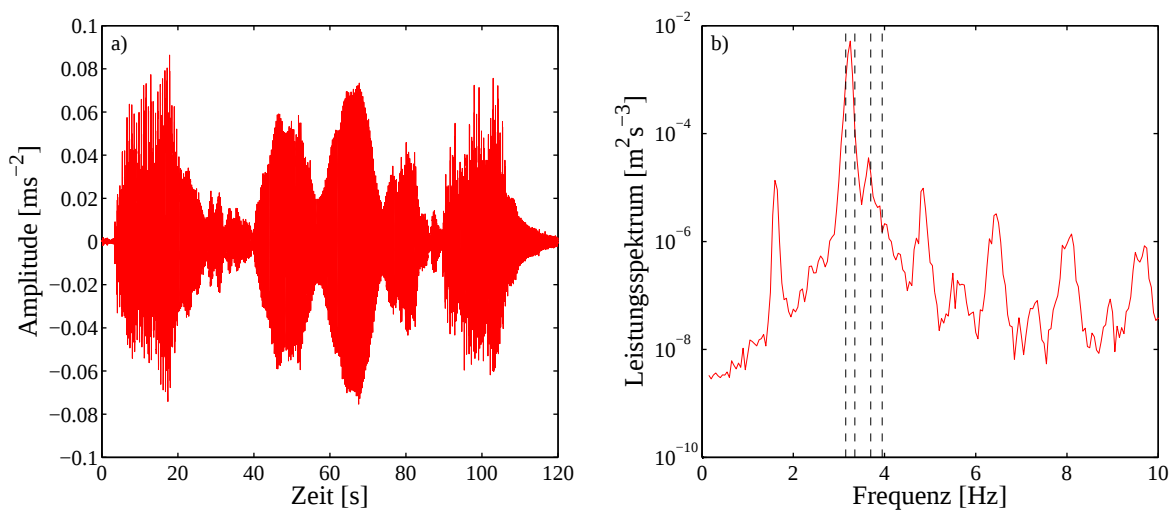


Abbildung 3.13: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite des ersten Feldes infolge der Anregung durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 1.60 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

Massiv grössere Schwingungsamplituden treten auf, wenn die Schrittfrequenz etwa der Grundfrequenz der Brücke entspricht. Abbildung 3.14a) zeigt, dass bei einer Schrittfrequenz von 3.15 Hz (schnelles Rennen) maximale Amplituden um ca. 0.5 ms^{-2} auftreten. Die grösseren Schwingungsamplituden sind auch darauf zurückzuführen, dass die Personen-induzierten Kräfte, die beim Rennen auftreten, deutlich grösser als die Personen-induzierten Kräfte sind, die beim Gehen auftreten (Živanović et al. 2005, Butz & Distl 2008).

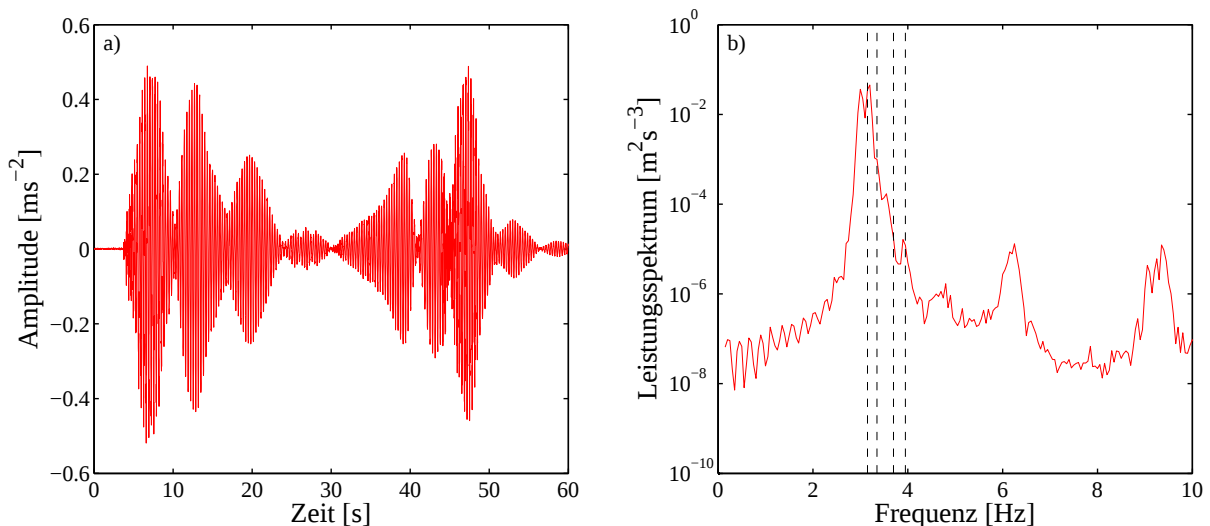


Abbildung 3.14: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite des ersten Feldes infolge der Anregung durch einen rennenden Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 3.15 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

3.5 Städtlisteg in Mellinge

3.5.1 Brücke

Die Fussgängerbrücke Städtlisteg in Mellinge (AG) ist insgesamt ca. 58 m lang und weist eine Breite von 2.5 m auf (Abbildung 3.15). Die über drei Felder gespannte Holzkonstruktion stützt sich neben den Widerlagern auf zwei weiteren Stützen ab. Die Spannweiten zwischen den Abstützungen betragen 18 m, 22 m und 18 m. Im Mittelfeld befinden sich jeweils im Abstand von ca. 3.8 m von den Stützen Gerbergelenke. Der Querschnitt besteht aus vier Brettschichtholzträgern mit den Abmessungen 200 m x 633 m (Breite x Höhe). Auf den Brettschichtholzträgern befinden sich Massivholzplatten (MDH/A) mit den Abmessungen 2440 m x 85 m (Breite x Höhe). Die Platten sind mit den Brettschichtholzträgern verklebt, wobei der Anpressdruck mit Holzschrauben aufgebracht wurde. Als Abrieb- und Witterungsschutz ist auf der Brückenplatte ein Gussasphaltbelag aufgebracht, der eine Dicke von ca. 40 mm aufwies. Zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphaltbelag ist eine besandete Glasvlies-Bitumendachbahn und eine Dichtungsbahn eingelegt worden.

Der alte Belag wurde im Oktober 2010 entfernt und mit einem neuen Gussasphaltbelag ersetzt, der eine Dicke von 35 mm hat. Der Gussasphaltbelag ist direkt auf die Massivholzplatten aufgebracht worden.

Weitere Informationen zur Brücke sind in den Artikeln von Fuhrmann (Fuhrmann 2000a, Fuhrmann 2000b) zu finden.



Abbildung 3.15: Ansicht des Stadtlüstegs in Mellingen.

3.5.2 Resultate

Die Messungen fanden jeweils in der Mitte der Felder statt. Die Leistungsspektren der ambienten Schwingungen weisen auf 3 Eigenschwingungen hin, die Eigenfrequenzen von 3.20 Hz, 3.90 Hz und 5.85 Hz haben (Abbildung 3.16).

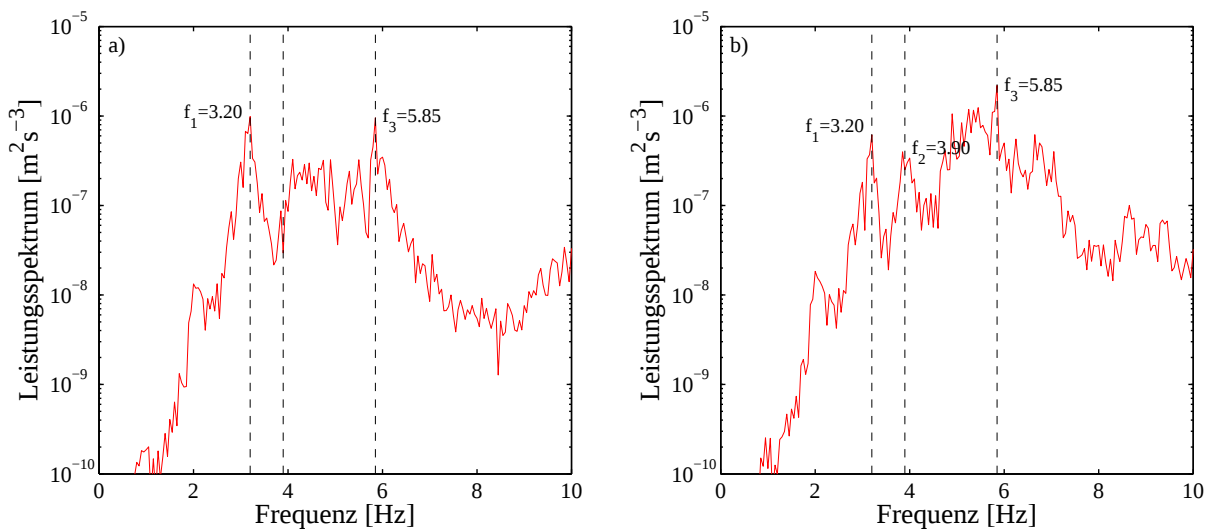


Abbildung 3.16: Leistungsspektren der ambienten Schwingungen in der Mitte des Mittelfeldes (a) und eines Randfeldes (b).

Die Analyse der Ausschwingkurven ergibt Eigenfrequenzen von 3.08 Hz, 3.86 Hz und 5.41 Hz. Diese Eigenfrequenzen sind konsistent mit den Eigenfrequenzen aus der Analyse der ambienten Anregung, da die Eigenfrequenz bei 5.41 Hz nicht eindeutig aus den Frequenzspektren ersichtlich ist. Die Analyse der Phasenverschiebung zwischen den Sensoren ergibt, dass 3.08 Hz die Eigenfrequenz der Biege-Grundschiwingung, 3.86 Hz die Eigenfrequenz der zweiten Biege-Eigenschwingung und 5.41 Hz die Eigenfrequenz der dritten Biege-Eigenschwingung ist. 5.85 Hz ist hingegen die Eigenfrequenz einer Torsionsschwingung.

Die zugehörigen Dämpfungsmasse betragen 3.2%, 3.2%, 3.1% und 3.0%. Abbildung 3.17 zeigt die Ausschwingkurven bei einem Stossversuch in der Mitte des Mittelfeldes (a) und einem Stossversuch

in der Mitte eines Randfeldes. Die kurzen Ausschwingzeiten, im Vergleich zu den Messungen an der Passerelle in Sins, deuten auf die höhere Dämpfung des Städtlistegs hin.

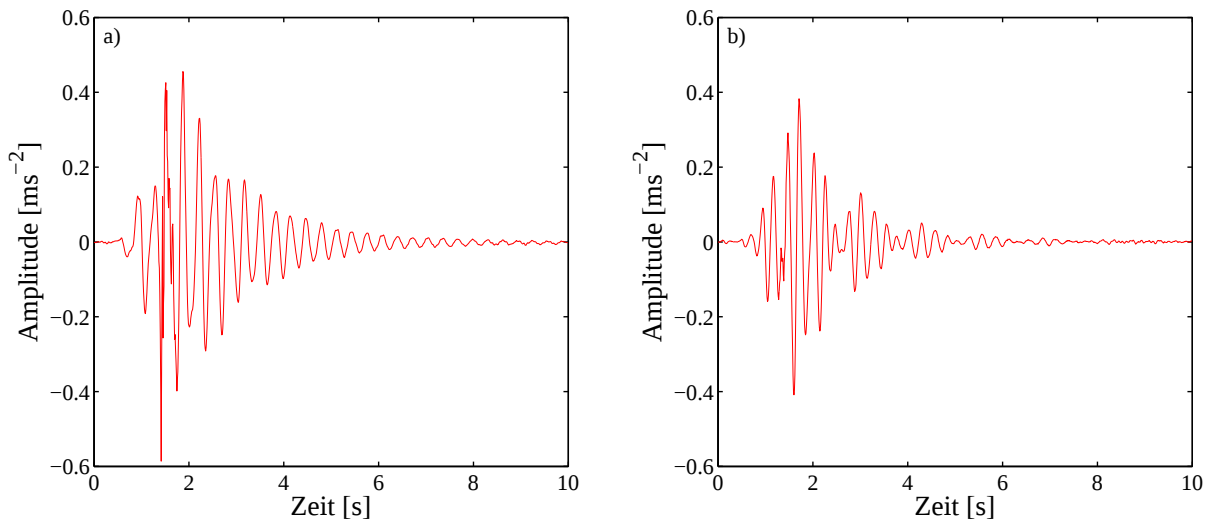


Abbildung 3.17 a) Ausschlagen im Mittelfeld nach einem Stossversuch im Mittelfeld. b) Ausschlagen im Randfeld nach einem Stossversuch im Randfeld.

Beim Begehen der Brücke durch einen Fussgänger mit der Schrittfrequenz von 1.9 Hz treten ähnliche Schwingungsamplituden wie bei der Passerelle in Sins auf (Abbildung 3.18a). Die zweite Harmonische der Schrittfrequenz entspricht ca. der Eigenfrequenz der 2. Biege-Eigenschwingung (3.86 Hz).

Deutlich grössere Schwingungsamplituden treten bei einer Schrittfrequenz von ca. 2.7 Hz (Joggen) auf (Abbildung 3.19a). Die zweite Harmonische dieser Schrittfrequenz entspricht ca. der Eigenfrequenz der 3. Biege-Eigenschwingung (5.4 Hz).

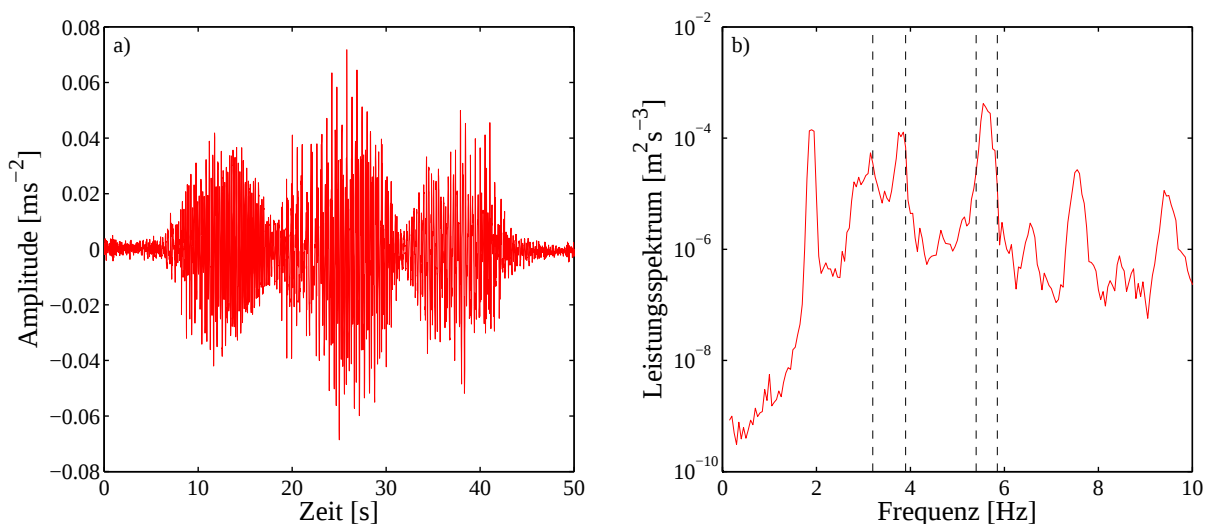


Abbildung 3.18: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite des Mittelfeldes infolge der Anregung durch einen gehenden Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 3.15 Hz 1.9 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

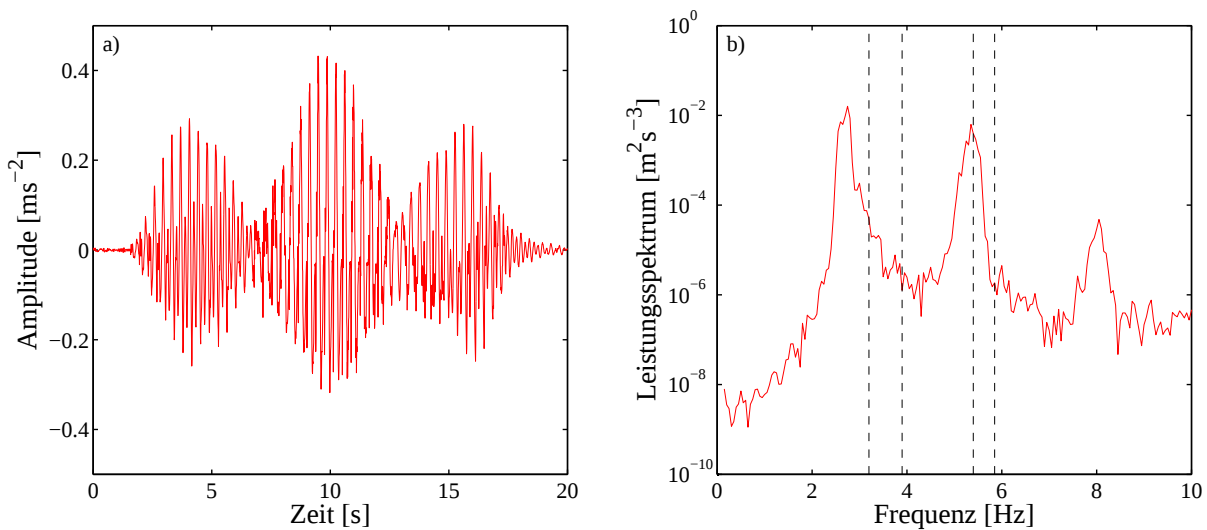


Abbildung 3.19: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite des Mittelfeldes infolge der Anregung durch einen joggenden Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 2.7 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

3.6 Ankenbüelbrücke in Zumikon

3.6.1 Brücke

Die Ankenbüelbrücke in Zumikon (ZH) (Abbildung 3.20) ist ca. 16.4 m lang und die Fahrbahnplatte ist 2.33 m breit. Das statische System ist ein einfacher Balken mit einer Spannweite von ca. 15.60 m. Der Querschnitt besteht aus zwei Längsträgern aus Brettschichtholz (GL 24K) mit den Abmessungen 200 mm x 680 mm (Breite x Höhe). Auf den Brettschichtholzträgern befindet sich eine Brettspertholzplatte (6 Lagen) mit den Abmessungen 2280 mm x 142 mm (Breite x Höhe). Die Platten sind mit den Brettschichtholzträgern verklebt, wobei der Anpressdruck mit Holzschrauben aufgebracht wurde. Als Abrieb- und Witterungsschutz ist auf der Brückenplatte ein zweischichtiger Gussasphaltbelag aufgebracht, der eine mittlere Dicke von ca. 70 mm aufweist. Die Abdichtung zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag besteht aus einer Lage lose verlegten Rohglasvlieses und einer Lage verschweisster Polymerbitumen-Dichtungsbahnen. Das Brückengeländer wurde aus Holz ausgeführt.



Abbildung 3.20: Ansicht der Ankenbüelbrücke in Zumikon.

3.6.2 Resultate

Die Schwingungsmessungen wurden jeweils in der Mitte des Feldes durchgeführt. Das Leistungsspektrum der ambienten Schwingungen weist eine Eigenfrequenz bei 5.4 Hz (Abbildung 3.21a) und eine weitere bei ca. 14 Hz auf. Die Eigenfrequenz bei 5.4 Hz gehört zur Biege-Grundeigenschwingung.

Bei einer Stossbelastung in der Mitte des Feldes wird nur die Biege-Grundeigenschwingung angeregt, da die Ausschwingkurve nur eine Frequenz beinhaltet (Abbildung 3.21b). Die Analyse der Ausschwingkurve ergibt eine Frequenz von 5.4 Hz und ein Dämpfungsmass von 3.0%.

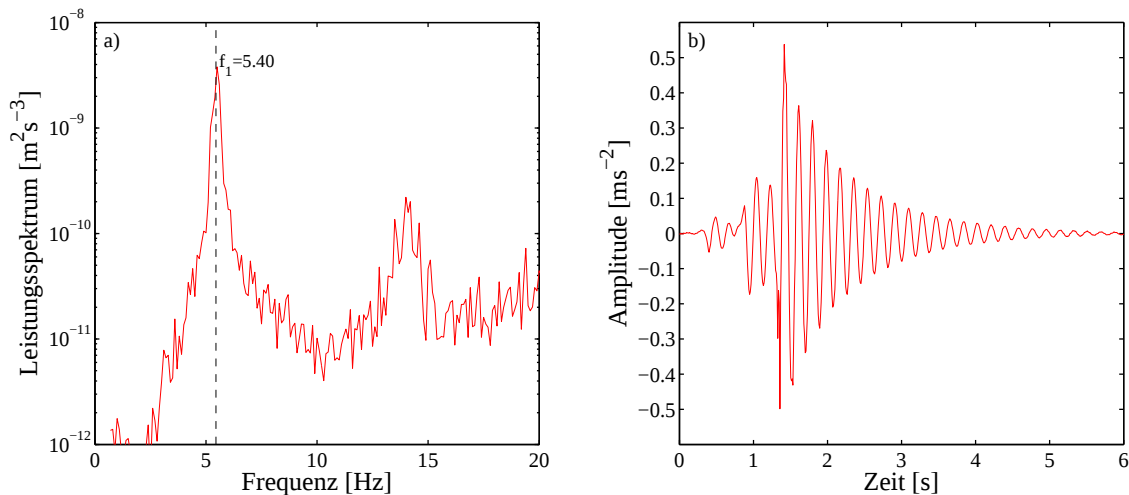


Abbildung 3.21: a) Leistungsspektrum der ambienten Schwingungen. b) Ausschwingen nach einem Stossversuch.

Beim Begehen der Brücke durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von ca. 1.85 Hz wird hauptsächlich die Biege-Grundeigenschwingung angeregt, da ihre Eigenfrequenz etwa mit der dritten Harmonischen der Schrittfrequenz übereinstimmt (Abbildung 3.22). Die grössten Schwingungsamplituden betragen ca. 0.12 ms^{-2} .

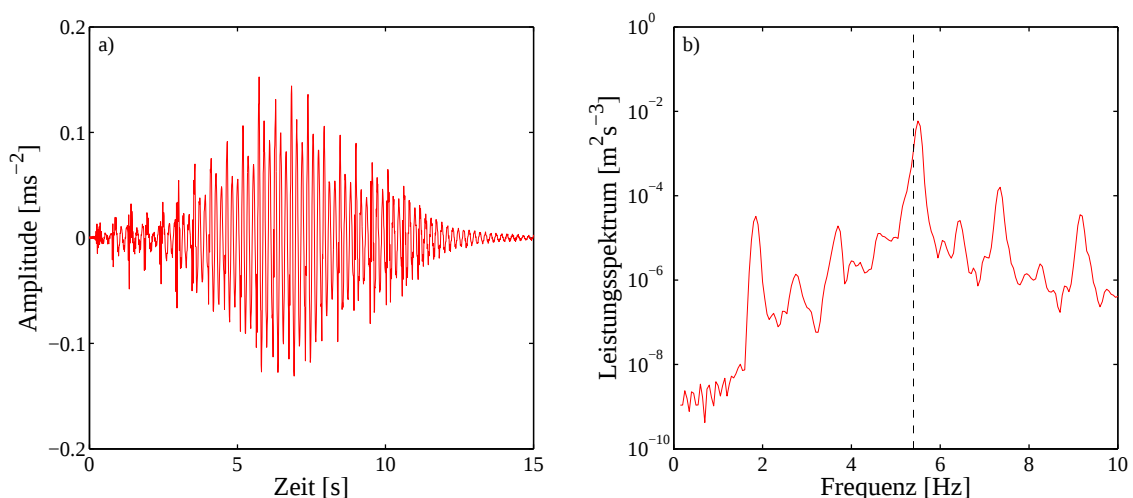


Abbildung 3.22: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite infolge der Anregung durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 1.85 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

Mehr als doppelt so grosse Schwingungsamplituden (ca. 0.3 ms^{-2}) treten bei einem Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von ca. 2.70 Hz auf (Joggen, Abbildung 3.23a), da die zweite Harmonische dieser Schrittfrequenz mit der Eigenfrequenz der Biege-Grundeigenschwingung übereinstimmt (Abbildung 3.23b).

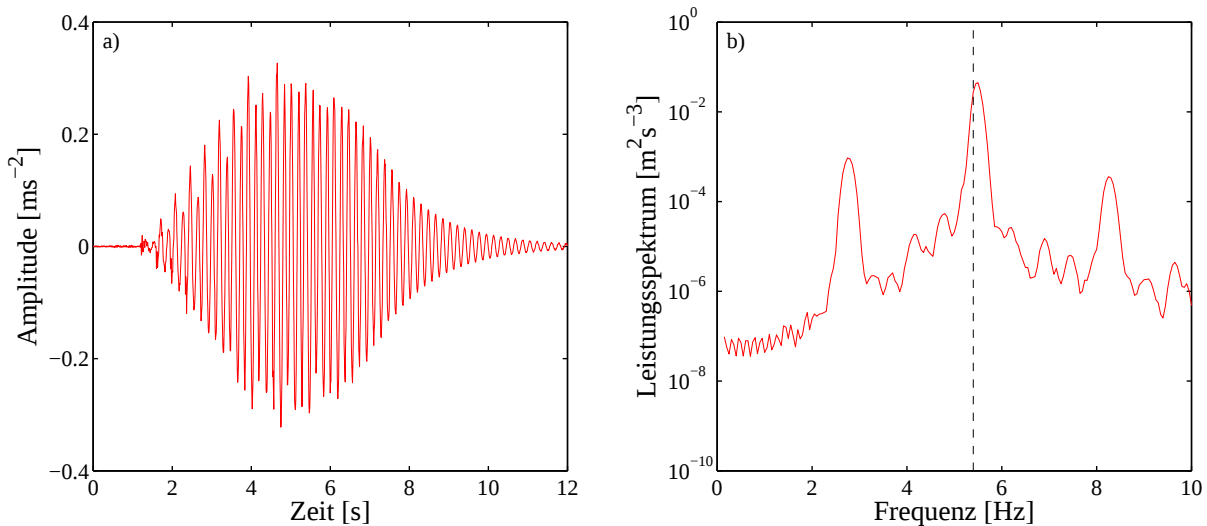


Abbildung 3.23: a) Schwingungsamplituden in der Mitte der Spannweite infolge der Anregung durch einen Fussgänger mit einer Schrittfrequenz von 2.70 Hz. b) Frequenzspektrum der Schwingungsamplituden.

3.7 Schlussfolgerungen

Ziel der Messkampagne an den 5 Brücken war es, eine geeignete Brücke für die vertiefte Untersuchung auszuwählen. Tabelle 3.1 stellt die wichtigsten Ergebnisse der Messungen zusammen.

Ein wichtiges Kriterium für die Auswahl war, dass die Brücke Eigenfrequenzen zwischen den Eckwerten der SIA 260 (1.6 bis 4.5 Hz) aufweisen sollte. Dieses Kriterium erfüllen nur die Passerelle Bachtal in Sins und der Städtlisteg in Mellingen. Beide Brücken haben jeweils 3 Eigenfrequenzen innerhalb des oben genannten Frequenzbandes. Die drei anderen Brücken weisen eine Grundfrequenz auf, die grösser ist als der obere Eckwert von 4.6 Hz. Eine detaillierte Untersuchung einer dieser Brücken wäre nicht zweckmässig, da sie aus baudynamischer Sicht eher von untergeordneter Bedeutung sind. Darüber hinaus weisen diese Brücken einen deutlich kleineren Fussgängerverkehr auf als die Passerelle Bachtal in Sins oder der Städtlisteg in Mellingen auf.

Tabelle 3.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Brücke	Grundfrequenz [Hz]	Dämpfungsmass [%]	Max. Amplitude [ms^{-2}]
Aabachsteg in Lenzburg (AG)	7.3	4.1	0.06
Passerelle in Hünenberg (ZG)	7.0	1.8	0.13
Passerelle in Sins (AG)	3.1/3.3	1.2/1.6	0.06
Städtlisteg in Mellingen (AG)	3.1	3.2	0.07
Ankenbüelbrücke in Zumikon (ZH)	5.4	3.0	0.12

Die Wahl fiel letztlich auf den Städtlisteg in Mellingen. Trotz der drei Felder und der beiden Gerber-Gelenke wurden Messungen am Städtlisteg als einfacher zu interpretieren eingeschätzt. Die Felder der Passerelle Bachtal in Sins sind zwar als einfache Balken konzipiert und weisen daher im Prinzip ein noch einfacheres Tragwerk auf. Doch die Messungen zeigten, dass bei den kleinen Verschiebungen, wie sie bei Schwingungen auftreten, eine Kopplung zwischen den Feldern vorliegt, die nicht ohne weiteres quantifizierbar ist.

Ein weiterer Aspekt, der für den Städtlisteg in Mellingen sprach, war die Erneuerung des Gussasphaltbelags. Diese Erneuerung erlaubt uns in Zukunft festzustellen, ob Alterungsprozesse einen Einfluss auf Eigenschwingungen und Dämpfungen haben. Da zudem an dieser Brücke der Gussasphaltbelag ohne Abdichtungsschichten direkt auf die Brückenplatte aus Holz aufgebracht wurde, war zu erwarten, dass die Schubübertragung zwischen Brückenplatte und Gussasphaltbelag weniger komplex sein würde als mit einer Abdichtungsschicht. Leider wurden wir über die Belagserneuerung nicht informiert, sodass weder spezifische Messungen durchgeführt noch Proben des Gussasphaltes hergestellt werden konnten.

Darüber hinaus wies der Städtlisteg in Mellingen praktische Vorteile auf. Die Basisstation des Monitoringsystems konnte im Gemeindehaus installiert und daher mit Strom aus der Steckdose versorgt werden. In Sins hätte die Stromversorgung der Basisstation mit Fotovoltaik und Batterien erfolgen müssen. Diese Lösung hätte die Kosten für die Beschaffung und Unterhalt des Monitoringsystems wesentlich erhöht.

Gemäss den Projektierungsunterlagen wurde die Grundfrequenz der Passerelle Bachtal in Sins zwischen 2.65 – 2.8 Hz und die Grundfrequenz des Städtlistegs in Mellingen zwischen 2.6 – 2.85 Hz geschätzt. Die gemessenen Grundfrequenzen sind um mehrere Zehntel Hertz grösser als die berechneten. Abweichungen in dieser Grössenordnung zwischen Messung und Berechnung sind eher die Regel als die Ausnahme. Ursachen für die Abweichungen sind z.B. von den Modellannahmen abweichende mechanische Eigenschaften der Baustoffe (z.B. Elastizitätsmodul, Dichte), die versteifende Wirkung der im Berechnungsmodell nicht berücksichtigten Bauteilen (z.B. Brückengeländer) usw. Bei der Berechnung der Grundfrequenz der Passerelle in Sins wurde z.B. angenommen, dass jedes Feld als einfacher Balken wirkt. Die Messungen zeigten jedoch, dass bei den kleinen Verschiebungen, wie sie bei Schwingungen auftreten, eine Kopplung zwischen den Feldern vorliegt. Diese Kopplung könnte durch das Geländer verursacht sein.

Die an den fünf Brücken gemessenen Dämpfungen variieren zwischen $\zeta = 1.2 - 4.1\%$ und bestätigen die Messungen von Hamm (Hamm 2003), die für fünf Biegeträger-Brücken Dämpfungsmasse von $\zeta = 1.2 - 3.4\%$ ergaben. Die in dieser Arbeit durchgeführten Messungen unterstützen somit die Empfehlung von Hamm, für Biegeträger-Brücken bei der Bemessung ein Dämpfungsmass von $\zeta = 1.2\%$ anzunehmen. Im Sinne einer Einschränkung ist jedoch anzufügen, dass ein eventueller Einfluss des Asphaltbelages in der Arbeit von Hamm nicht untersucht wurde.

3.8 Pläne

H. Banholzer Ingenieurbüro für Holzbau, *Radfahrer- und Fussgängerpasserelle Bachtal, Querschnitte*, Plan Nr. 3023/20, Mai 2002.

Fuhrmann Ingenieurbüro für Holzbau, *Neue Fussgängerbrücke Badi (Aabachsteg), Holztragwerk, Effektive Ausführung*, Plan Nr. 3.1a, 9. Juni 1999.

Fuhrmann Ingenieurbüro für Holzbau, *Reusssteg, Holztragwerk und Geländegeometrie, Effektive Ausführung*, Plan Nr. 4.1a, 15. Juli 1999.

Fuhrmann Ingenieurbüro für Holzbau, *Reusssteg, Auflager, Widerlager und Flusspfeiler, Effektive Ausführung*, Plan Nr. 4.2b, 16. Juli 1999.

Walt + Galmarini AG, *Neubau Fussgängerbrücke Thesenacher, Ankenbüelbrücke*, Übersicht Holz, Plan Nr. 1924-700, 18. Mai 2007.

Walt + Galmarini AG, *Neubau Fussgängerbrücke Thesenacher, Ankenbüelbrücke*, Details, Plan Nr. 1924-701, 28. November 2006.

3.9 Literatur

Bogusch, W. (2002) Ein Brückenband aus Holz schwebt über den weiten Talboden. *Schweizer Holzbau*, 68 (11), 8-11.

Butz, C. & Distl, J. (2008) Personen-induzierte Schwingungen von Fussgängerbrücken. *Stahlbau-Kalender*. Ernst & Sohn, Berlin.

Fuhrmann, C. (2000a) Der neue Städtlisteg in Mellingen. *Schweizer Holzbau*, 66 (6), 8-11.

Fuhrmann, C. (2000b) Timber bridge over the Reuss river in Mellingen, Switzerland. *Structural Engineering International (IABSE)*, 10 (3), 152-154.

Hamm, P. (2003) *Ein Beitrag zum Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Fussgängerbrücken aus Holz*. Institut für Baustoffe und Konstruktion, Fachgebiet Holzbau. TH München, München.

Živanović, S., Pavic, A. & Reynolds, P. (2005) Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 279 1–74.

4. Periodische Messungen

4.1 Einleitung

Zur Erfassung des Temperatureinflusses auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen wurde an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ in Mellingin periodische dynamische Messungen durchgeführt. Die Messungen sollten möglichst gut den typischen Lufttemperaturbereich zwischen Winter- und Sommertemperaturen abdecken. Ziel der Messungen war es, die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen mindestens der ersten zwei Eigenschwingungen bei verschiedenen Temperaturen zu erfassen. Darüber hinaus sollten die periodischen Messungen Vergleichsdaten liefern für die Messung der Eigenfrequenzen mit dem Monitoring-System.

4.2 Messverfahren

4.2.1 Impulsanregung

Die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen wurden mittels Schwingungen ermittelt, die durch eine Impulsanregung (einmaliges Hüpfen einer Person) verursacht werden. In einer Messreihe wurde die Impulsanregung mehrmals wiederholt, um die Zuverlässigkeit der Ergebnisse zu erhöhen. Die Schwingungen wurden an den drei Messquerschnitten der Brücke erfasst, die in Abbildung 4.1 dargestellt sind. In jedem Messquerschnitt wurden jeweils links und rechts der Fahrbahn die Schwingungen mit je einem Beschleunigungsaufnehmer gemessen (Abbildung 4.2a). Es wurden die hochempfindlichen Beschleunigungssensoren PCB 393B31 eingesetzt, die in Kapitel 3.1 beschrieben sind.

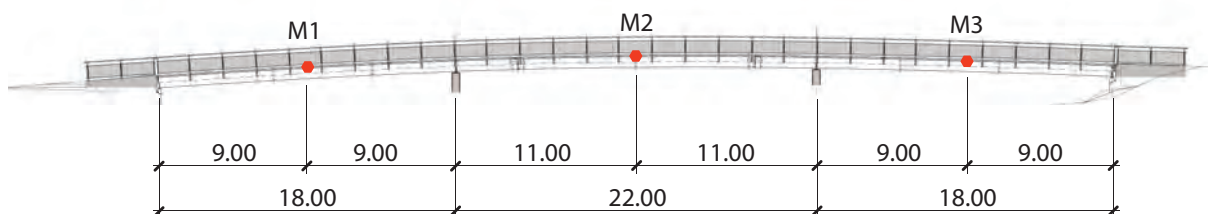


Abbildung 4.1: Lage der Messstellen.

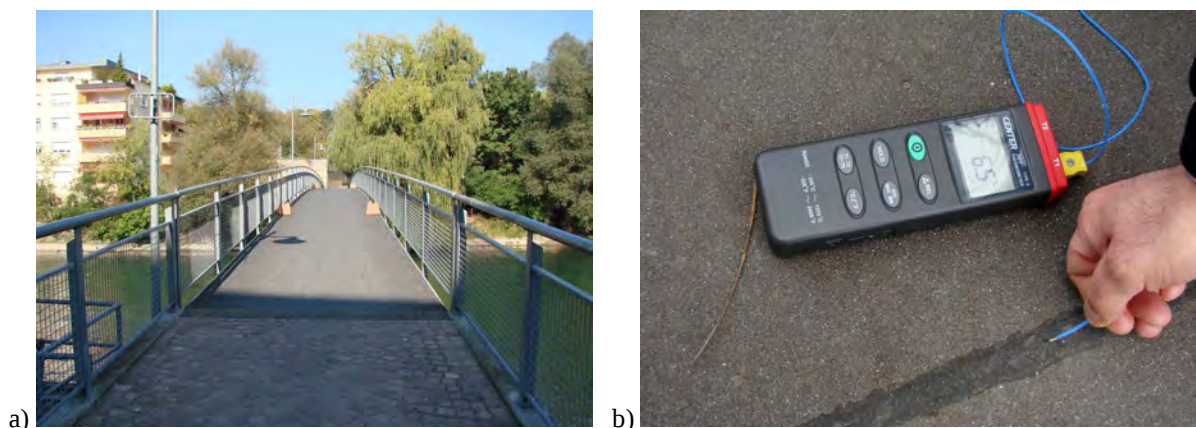


Abbildung 4.2: a) Messstellen M1 (vorne) und M2 (hinten) mit abgedeckten Beschleunigungsaufnehmern links und rechts der Fahrbahn. b) Temperaturmessung in einer Abdeckungsfuge des Gussasphaltbelags.

Um verschiedene Eigenschwingungen anzuregen, wurde das Hüpfen an verschiedenen Stellen der Brücke durchgeführt. Diese Stellen entsprechen den Messstellen M1, M2 und M3. Durch das Hüpfen an der Messstelle M1 und M3 wurden die ersten drei Eigenschwingungen angeregt. Das Hüpfen an der Messstelle M2 regte vor allem die erste und dritte Eigenschwingung an.

Die Dämpfungsmasse wurde mit Versuchen kontrolliert, bei dem die Brücke mit einer festgelegten konstanten Hüpf Frequenz über die Dauer von ca. 10 Sekunden angeregt wurde. Anschliessend wurde das Hüpfen beendet, sodass die Brücke frei ausschlagen konnte. Mit dieser Anregungstechnik wurde jeweils nur eine Eigenschwingung angeregt. Die Auswertung dieser Versuche ergab, dass die Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit denen der Versuche mit einmaligem Hüpfen übereinstimmten.

Die Messungen wurden während mehreren Stunden ca. alle 30 Minuten wiederholt, um den Einfluss der Temperatur zu untersuchen. Es wurden sowohl die Lufttemperatur wie auch die Temperatur in der obersten Schicht der Abdichtungsfugen des Gussasphaltbelages gemessen. Die Temperatur der Abdichtungsfugen des Gussasphaltbelages erfolgte an 8 verschiedenen Stellen der Brücke. Die Temperaturmessung wurde mit einem Thermoelement vom Typ K (Abbildung 4.2b) durchgeführt. Als Temperaturablesung diente ein Gerät CENTER 301. Die Genauigkeit einer Einzelmessung betrug ca. $\pm 0.5^\circ\text{C}$.

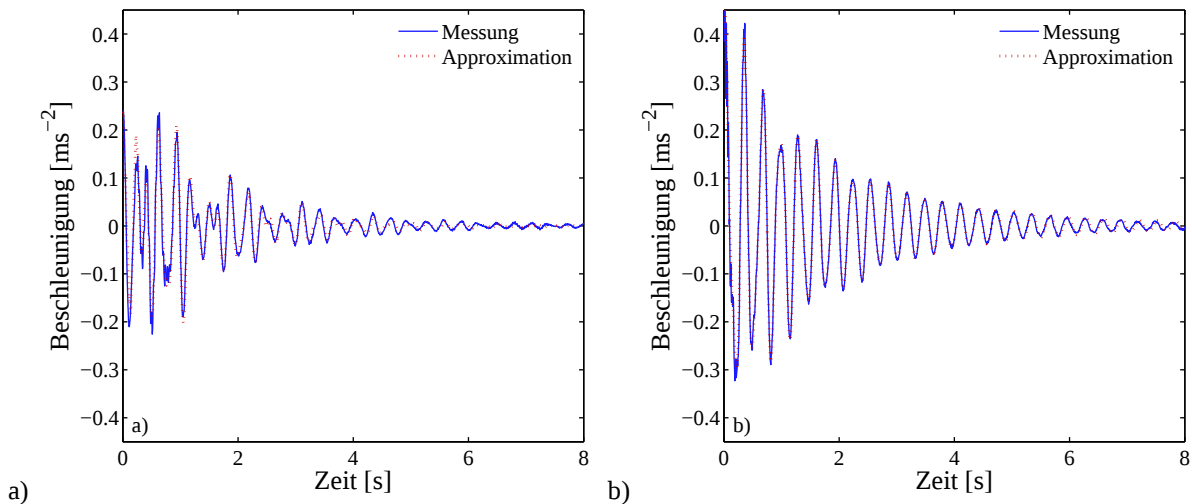


Abbildung 4.3: Gemessene und approximierte Ausschwingkurven an den Messstellen M1 (a) und M2 (b).

4.3 Auswerteverfahren

Die Berechnung der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen aus den Schwingungen des Hüpfversuches wurde mit dem Eigensystem Realization Algorithm ausgeführt, der in Juang & Pappa 1985 beschrieben wird. Die Methode approximiert den Teil der Schwingungskurve, die nach dem einmaligen Hüpfen einer Person das Ausschlagen der Brücke beschreibt, mit einem zeitinvarianten, zeitdiskreten, linearen System:

$$\begin{aligned} x(t_k) &= Ax(t_{k-1}) \\ y(t_k) &= Cx(t_k) \\ x_0 &= x(t_0) \end{aligned} \tag{4.1}$$

$x(t_k)$ ist der Zustand und $y(t_k)$ die Beobachtung zur diskreten Zeit $t_k = k\Delta t$. A und C sind die Systemmatrizen und x_0 ist der Anfangszustand zur Zeit t_0 . Der Eigensystem Realization Algorithm schätzt aus den Beobachtungen (Messwerten) $y(t_k)$ $k=0\dots m$ die Systemmatrizen A und C wie auch der Anfangszustand x_0 .

Die Beobachtung $y(t_k)$ kann auch als die Superposition aus einer Anzahl gedämpfter harmonischer Schwingungen

$$y(t_k) = \sum_{j=1}^n e^{-\zeta_j \tilde{\omega}_j t_k} (a_j \sin(\omega_j \sqrt{1-\zeta_j^2} t_k) + b_j \cos(\omega_j \sqrt{1-\zeta_j^2} t_k)) \quad (4.2)$$

dargestellt werden. Wobei ζ_j die Dämpfung, ω_j die Schwingungsfrequenz und $t_k = k\Delta t$ die Zeit beim Zeitschritt k ist. Da sich die Ausschwingkurve im Wesentlichen aus einer Superposition von Eigenschwingungen zusammensetzt, entspricht ω_j einer Eigenfrequenz und ζ_j einer modalen Dämpfung. Die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen werden mit der Systemmatrix A berechnet.

In der praktischen Anwendung muss die Systemordnung n geschätzt und gegebenenfalls verändert werden, bis die Ausschwingkurve $z(t_k)$ $k=0 \dots p$ gut mit der Beobachtung $y(t_k)$ $k=0 \dots p$ übereinstimmt, die aus dem linearen System (4.1) mit den geschätzten Systemmatrizen A und C und dem Anfangszustand x_0 herrührt. Ein Beispiel einer gemessenen Ausschwingkurve zusammen mit einer mittels des Eigensystem Realization Algorithm approximierten Ausschwingkurve ist in Abbildung 4.3 dargestellt.

Das Auswerteverfahren erlaubt eine genaue Bestimmung der Eigenfrequenzen. Die Streuung (Standardabweichung) ist in der Regel bei einigen Hundertstel Hertz. Grössere Streuungen treten bei der Bestimmung der modalen Dämpfungen auf. Die Standardabweichung kann bis zu 20-30% des Messwertes betragen und nimmt mit zunehmender Dämpfung zu, da die Ausschwingkurve mit zunehmender Dämpfung immer kürzer wird.

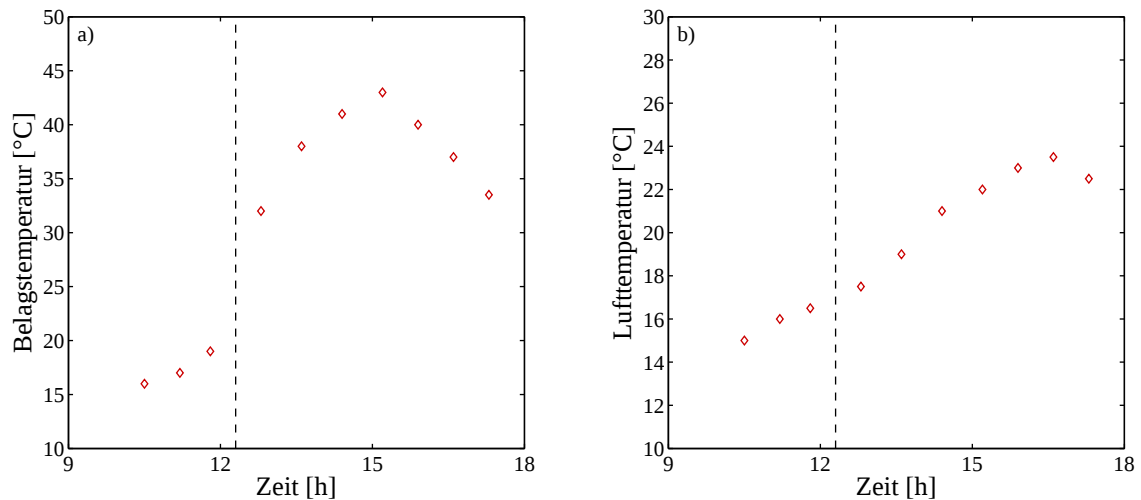


Abbildung 4.4: a) Belagstemperatur und b) Lufttemperatur.

4.4 Resultate

4.4.1 Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Zeit

Abbildung 4.4 zeigt die Belagstemperatur und die Lufttemperatur in Funktion der Zeit. Die Eigenfrequenz und Dämpfung der ersten Eigenschwingung während der gleichen Zeitspanne ist in Abbildung 4.5 wiedergegeben. Es handelt sich um Messungen an einem Tag, an dem der Himmel am Morgen mit dichtem Hochnebel bedeckt war. Zwischen 12 und 13 Uhr löste sich der Hochnebel auf und die Sonne schien bei klarem Himmel auf die Brücke. In diesem Zeitintervall stieg die mittlere Temperatur in der obersten Schicht des Gussasphaltbelages von 18°C auf 32°C. Bis um ca. 15 Uhr stieg dann die Temperatur weiter auf 43°C, um dann wieder abzunehmen, da Teile der Brücke

zunehmend in den Schatten der angrenzenden Häuser fiel. Die gemessene Lufttemperatur zeigte hingegen keinen steilen Anstieg zwischen 12 und 13 Uhr. Ab 12 Uhr ist die Zunahme der Lufttemperatur pro Zeiteinheit grösser. Das Maximum der Lufttemperatur wird zwei Stunden später als das Maximum der mittleren Temperatur des Gussasphaltbelages um ca. 17 Uhr erreicht.

Die Eigenfrequenz der ersten Eigenschwingung zeigt auch einen rapiden Abfall ab ca. 12 Uhr, das mit dem Beginn der Auflösung des Hochnebels koinzidiert. Der Abfall der Eigenfrequenz dauert bis ca. 15 Uhr an. Nach 15 Uhr findet eine kleine Zunahme der Eigenfrequenz statt, die bis zum Abschluss der Messungen konstant bleibt. Ein analoger Abfall ist auch bei der Dämpfung zu erkennen. Der Abfall ist jedoch gleichmässiger als bei der Eigenfrequenz.

Bemerkenswert ist, dass die Eigenfrequenz der ersten Biege-Eigenschwingung in wenigen Stunden sich um mehr als 0.3 Hz verändert hatte. Die deutliche Abnahme der Dämpfung ist auch deutlich aus den Ausschwingkurven ersichtlich. Abbildung 4.6 zeigt die Ausschwingkurven für verschiedene Belagstemperaturen (15°C und 40°C). Die mit hohen Belagstemperaturen einhergehende Abnahme der Dämpfung ist an der längeren Ausschwingzeit direkt ersichtlich. Die höhere Steifigkeit der Brücke bei der tieferen Temperatur ist ebenfalls aus den kleineren Schwingungsamplituden erkennbar.

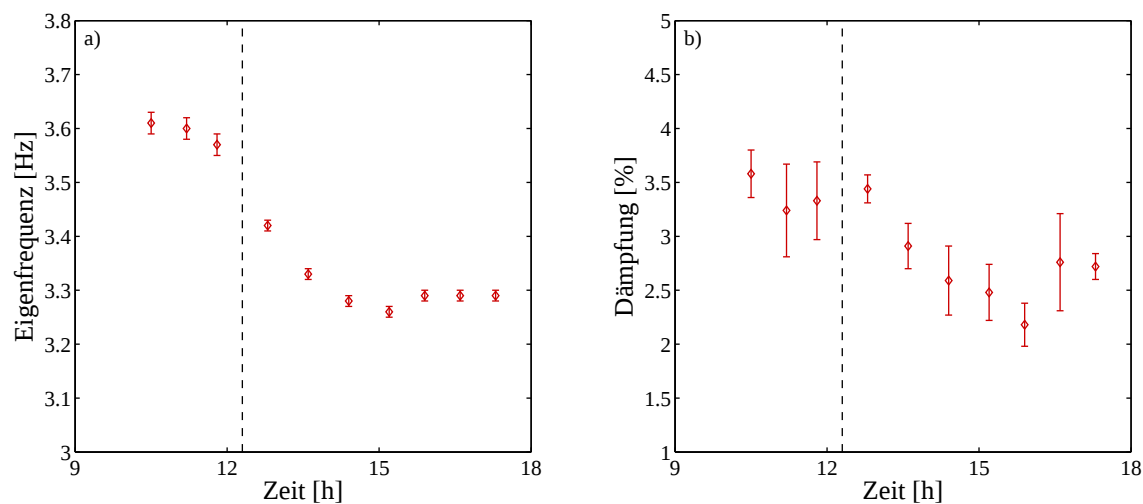


Abbildung 4.5: a) Eigenfrequenz und b) Dämpfung der ersten Eigenschwingung.

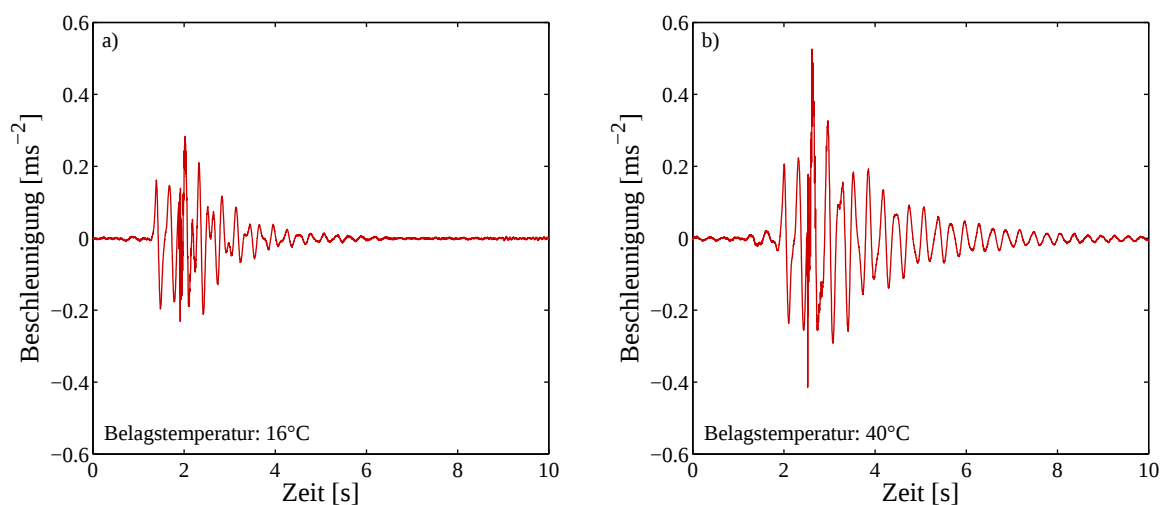


Abbildung 4.6: Ausschwingkurven bei verschiedenen Belagstemperaturen.

Diese Messergebnisse beweisen, dass die Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen eindeutig eine Folge der Temperaturänderung des Gussasphaltbelages ist. Sie zeigen aber auch, dass der Zusammenhang zwischen der mittleren Temperatur der obersten Schicht des Gussasphaltbelages und den Eigenfrequenzen nicht eindeutig sind. Die oberste Schicht des Gussasphaltbelages wird durch die Sonneneinstrahlung schneller erhitzt als tiefere Schichten des Gussasphaltbelages. Die oberste Schicht kühlt sich auch schneller ab, wenn die Sonneneinstrahlung wegfällt. Dies führt zu einem Hystereseverhalten zwischen der Temperatur der obersten Schicht und der Eigenfrequenz und Dämpfung. Diese Hysterese ist daher für die Streuung in den Beobachtungen verantwortlich. Darüber hinaus führt der Schattenwurf der angrenzenden Häuser zu verschiedenen Aufwärm- und Abkühlungsprozessen an verschiedenen Stellen der Brücke, die wiederum zu einer Hysterese zwischen den gemessenen Belagstemperaturen und den Eigenfrequenzen und Dämpfungen führt.

4.4.2 Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Belagstemperatur

Abbildung 4.7 stellt die gemessenen Eigenfrequenzen und Dämpfungen der ersten Eigenschwingung bei verschiedenen Belagstemperaturen dar. Die dargestellten Messergebnisse setzen sich aus mehreren Messungen zusammen, die an verschiedenen Tagen durchgeführt wurden. Die Messergebnisse aus den verschiedenen Tagen fügen sich in kohärenter Weise zusammen.

Im Temperaturbereich zwischen -5°C und 55°C fällt die Eigenfrequenz von 4.05 Hz auf 3.22 Hz ab. Die Änderung der Eigenfrequenz beträgt damit 0.85 Hz. Bezogen auf die Eigenfrequenz bei hohen Lufttemperaturen (ca. 3.2 Hz) stellt dies eine relative Änderung von ca. 25% dar.

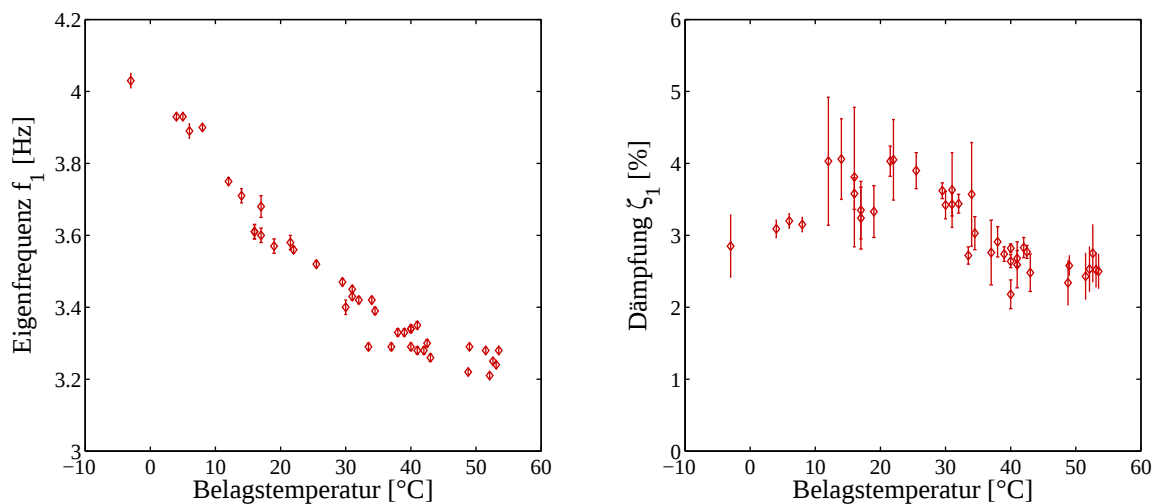


Abbildung 4.7: a) Eigenfrequenz und Dämpfung der ersten Biege-Eigenschwingung bei verschiedenen Belagstemperaturen.

Die Dämpfung zeigt hingegen zuerst eine Zunahme mit der Belagstemperatur (Temperaturbereich -5°C bis ca. 20°C) um dann mit weiter steigender Temperatur wiederum abzunehmen. Die kleinsten Dämpfungen, ca. 2 %, wurden bei hohen Belagstemperaturen gemessen. Die grössten Dämpfungen betrugen etwa 4%.

Analoge Trends zeigen auch die Eigenfrequenz und Dämpfung der zweiten Biege-Eigenschwingung auf (Abbildung 4.8). Die Änderung der Eigenfrequenz über den gemessenen Temperaturbereich beträgt ca. 0.85 Hz und ist daher vergleichbar mit der Änderung der Eigenfrequenz der ersten Biege-Eigenschwingung. Auch die Dämpfung variiert ähnlich wie die Dämpfung der ersten Biege-Eigenschwingung zwischen 2% und 4%. Die Streuung ist bei der Eigenfrequenz und Dämpfung grösser als bei der 1. Biege-Eigenschwingung.

Die gemessenen Eigenfrequenzen der dritten Biege-Eigenschwingung sind hingegen wieder mit einer kleineren Streuung behaftet (Abbildung 4.9). Die Änderung im gemessenen Temperaturbereich beträgt ca. 1.1 Hz und übertrifft damit die Änderungen der Eigenfrequenzen der beiden ersten Biegeeigenschwingungen. Die Dämpfungen variieren wiederum zwischen 2% und 4%. Auch bei dieser Eigenschwingung ist deutlich die Zunahme der Dämpfung im Temperaturbereich von -5°C bis ca. 15°C und die Abnahme im Temperaturbereich von ca. 30°C und 55°C zu erkennen.

Ein analoges Verhalten der Eigenfrequenz und Dämpfung von Eigenschwingungen mit der Temperatur ist kürzlich an einer Strassenbrücke beobachtet worden (Ralbovsky et al. 2011).

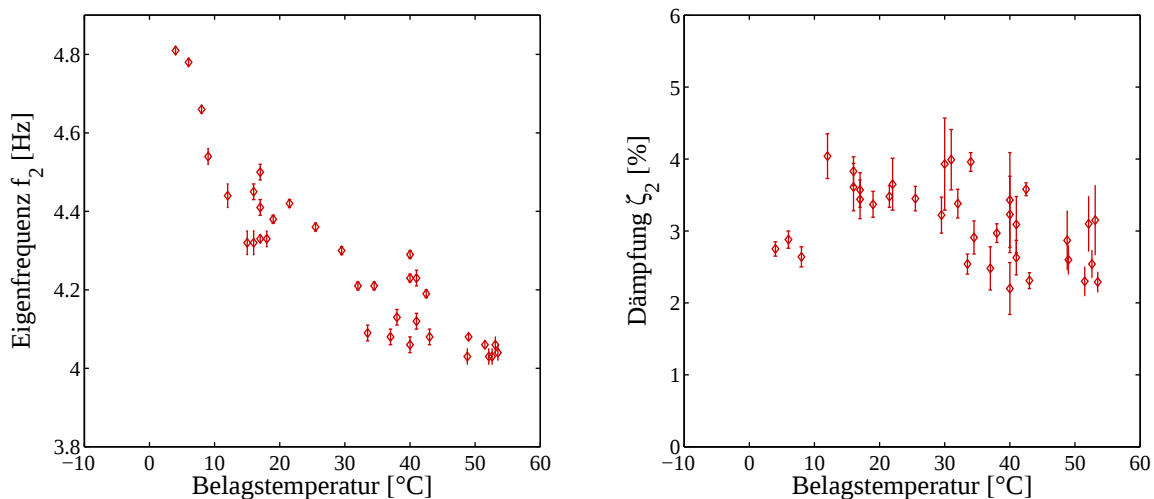


Abbildung 4.8: Eigenfrequenz und Dämpfung der zweiten Biege-Eigenschwingung bei verschiedenen Belagstemperaturen.

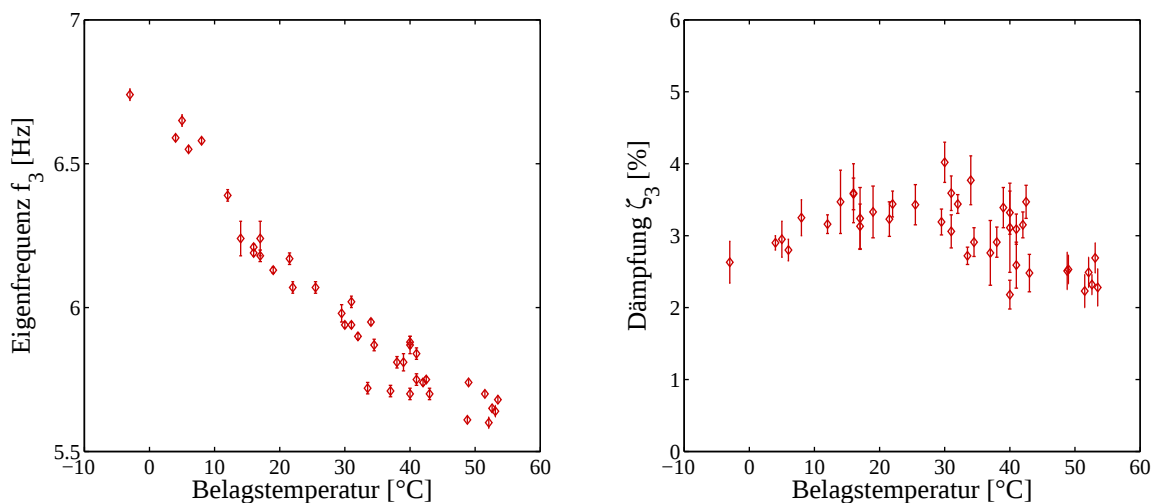


Abbildung 4.9: Eigenfrequenz und Dämpfung der dritten Biege-Eigenschwingung bei verschiedenen Belagstemperaturen.

4.4.3 Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Lufttemperatur

Die Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen lassen sich auch in Funktion der Lufttemperatur darstellen (Abbildung 4.10, Abbildung 4.11 und Abbildung 4.12). Die Streuung in den Messergebnissen nimmt generell zu. Dieser Sachverhalt ist darauf zurückzuführen, dass die Lufttemperatur nicht ohne weiteres repräsentativ für die Temperatur des Gussasphaltbelages ist. Hinzu kommt, dass die Lufttemperatur an nur einer Stelle gemessen wurde.

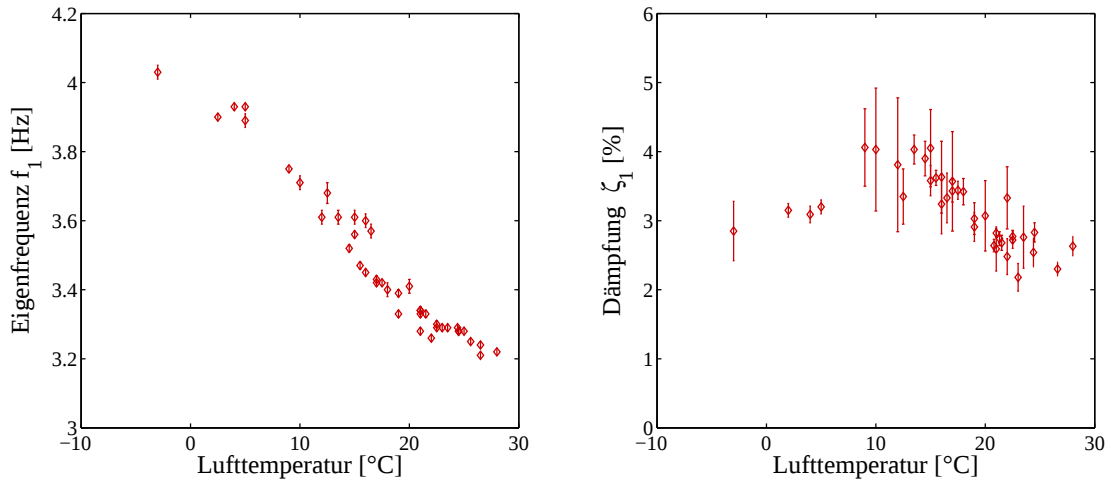


Abbildung 4.10: Eigenfrequenz und Dämpfung der ersten Biege-Eigenschwingung bei verschiedenen Lufttemperaturen.

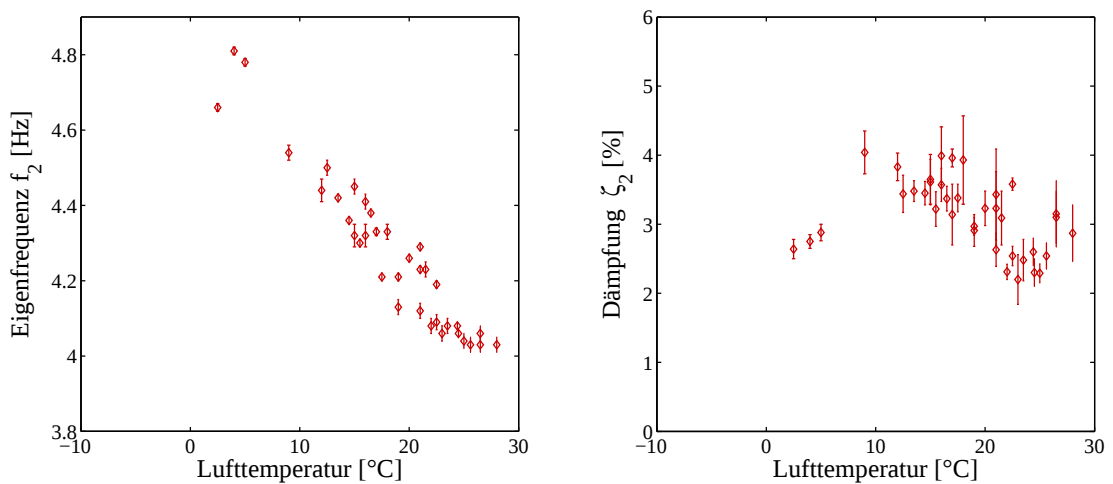


Abbildung 4.11: Eigenfrequenz und Dämpfung der zweiten Biege-Eigenschwingung bei verschiedenen Lufttemperaturen.

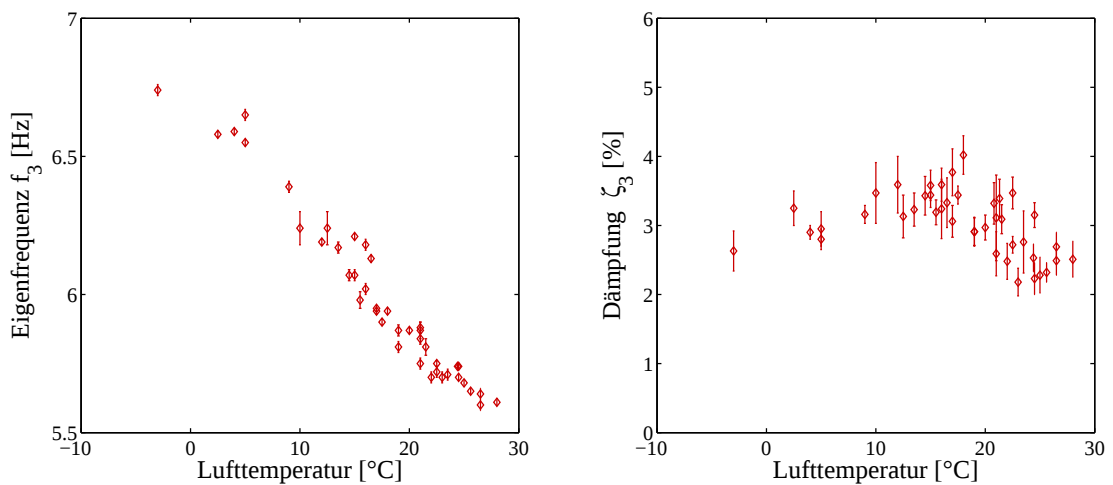


Abbildung 4.12: Eigenfrequenz und Dämpfung der dritten Biege-Eigenschwingung bei verschiedenen Lufttemperaturen.

Trotzdem zeigen die Messungen aus verschiedenen Tagen eine gute Reproduzierbarkeit. Ausreisser sind praktisch nicht festzustellen. Die Streuung ist bei den Dämpfungen deutlich grösser als bei den Eigenfrequenzen, doch ist dieser Sachverhalt mit der grundsätzlichen Schwierigkeit verbunden, genaue Messungen der Dämpfung durchzuführen.

4.5 Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen an anderen Brücken

Um die Resultate der Messungen an der Fussgängerbrücke Städtlisteg in Mellingen zu bestätigen, sind Messungen bei verschiedenen Temperaturen an der Passerelle Bachtal in Sins und an der Fussgängerbrücke Aabachsteg in Lenzburg durchgeführt worden. Die Resultate sind in den Tabellen 4.1 und 4.2 zusammengefasst.

Die Änderungen der Eigenfrequenzen an der Passerelle Bachtal betragen 0.44 bis 0.62 Hz. Die Änderung des Dämpfungsmasses lässt sich unter Berücksichtigung der grösseren Messungenauigkeit nicht klar einordnen. Am Aabachsteg sind sowohl bei den Eigenfrequenzen wie auch bei der Dämpfung deutliche Unterschiede erkennbar.

Bei beiden Brücken sind die Änderungen kompatibel mit den Änderungen, die am Städtlisteg beobachtet wurden: 1) Zunahme der Eigenfrequenzen mit einer Abnahme der Temperatur und 2) Abnahme der Dämpfung mit einer Abnahme der Temperatur.

Tabelle 4.1: Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen an der Passerelle Bachtal in Sins.

	<i>Luft-/ Belags- temperatur [°C]</i>	<i>1. Eigen- schwingung</i>	<i>2. Eigen- schwingung</i>	<i>3. Eigen- schwingung</i>
Eigenfrequenz	15/32	3.11 Hz	3.29 Hz	3.65 Hz
	-2/2	3.55 Hz	3.84 Hz	4.27 Hz
Dämpfungsmass	15/32	1.2%	1.6%	1.3%
	-2/2	1.4%	1.7%	1.6%

Tabelle 4.2: Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen am Aabachsteg in Lenzburg.

	<i>Luft-/ Belags- temperatur [°C]</i>	<i>1. Eigen- schwingung</i>	<i>2. Eigen- schwingung</i>
Eigenfrequenz	13/18	7.31 Hz	10.14 Hz
	-2/4	7.91 Hz	10.63 Hz
Dämpfungsmass	13/18	4.1%	4.2%
	-2/4	3.1%	2.5%

4.6 Schlussfolgerungen

Die an der Fussgängerbrücke Städtlisteg durchgeführten Messungen zeigen:

- Die Eigenfrequenzen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen weisen beträchtliche Änderungen auf. Diese Änderungen korrelieren gut mit der Belagstemperatur und der Lufttemperatur. Die Eigenfrequenzen nehmen mit zunehmender Belagstemperatur oder Lufttemperatur ab.
- Die Eigenfrequenzen reagieren stark auf eine Änderung der Belagstemperatur. Diese Beobachtung ist ein wichtiger Hinweis, dass die Änderung der Belagstemperatur und die damit verbundenen Änderung der viskoelastischen Eigenschaften des Gussasphalts die Ursache für die beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen ist.
- Die modalen Dämpfungen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen weisen ebenfalls Änderungen auf. Die Messungen zeigen, dass die Dämpfungen zunächst mit zunehmender Belagstemperatur zunehmen. Bei Belagstemperaturen zwischen ca. 15°C und 30°C tritt ein Maximum der Dämpfung auf. Mit weiter zunehmenden Belagstemperaturen nimmt die Dämpfung wieder ab.
- Aufgrund der Ungenauigkeit der Dämpfungsmessung und des komplexeren Verhaltens der Dämpfung ist die Korrelation zwischen den gemessenen Dämpfungen und der Belagstemperatur weniger deutlich als die Korrelation zwischen den Eigenfrequenzen und der Belagstemperatur.
- Die Messungen an der Passerelle Bachtal in Sins und an der Fussgängerbrücke Aabachsteg in Lenzburg bestätigen im Wesentlichen die Resultate, die an der Brücke in Mellingen beobachtet wurden. Im Gegensatz zur Brücke Städtlisteg ist bei diesen beiden Brücken eine Abdichtung zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag eingelegt worden. Die Dämpfungen der Passerelle Bachtal in Sins sind deutlich kleiner als die Dämpfungen der beiden anderen Brücken und werden auch weniger von der Temperaturänderung beeinflusst. Dieses Resultat wird noch genauer untersucht werden.

4.7 Literatur

- Juang, J. N. & Pappa, R. S. (1985) An eigensystem realization-algorithm for modal parameter-identification and model-reduction. *Journal of Guidance Control and Dynamics*, 8 (5), 620-627.
- Ralbovsky, M., Friedl, H. & Wittmann, S. (2011) Dynamic Behaviour of UHPFRC Arch Bridge Wild. *In Proceedings of the Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES'11)*, Varenna, Italy, 3-5 October 2011.

5. Monitoring

5.1 Einleitung

In Kapitel 4 wurde festgestellt, dass die Eigenfrequenzen und die modalen Dämpfungen der Brücke beträchtliche Änderungen aufweisen. Diese Änderungen konnten mit der Temperatur des Gussasphaltbelages und der Luft- oder Belagstemperatur korreliert werden. Ein erstes Ziel des Monitoring war es, diese Korrelation, die aus den periodischen Versuchen ermittelt wurde, mit Messungen während des normalen Betriebs der Fussgängerbrücke zu bestätigen. Ein zweites Ziel war es, festzustellen, ob aufgrund der Änderungen der Frequenzen und Dämpfungen eine Änderung der Schwingungsamplituden zu beobachten war. Das dritte Ziel des Monitorings war es, festzustellen, ob die Anregung einer Brücke durch die zweite harmonischen der Schrittfrequenz eines Fussgängers zu signifikanten Schwingungsamplituden führen würde.

5.2 Monitoringsystem

Es ist das erste Mal, dass ein drahtloses Sensornetz für das Schwingungsmonitoring einer Fussgängerbrücke eingesetzt wurde. Da keine Verkabelung der Sensoren erforderlich war, konnte die Montage des Monitoringsystems in wenigen Stunden durchgeführt werden. Die Programmierung und Konfiguration der Sensorknoten wurde vorgängig im Büro durchgeführt. Vor Ort mussten die Sensorknoten nur noch eingeschaltet werden. Da Kabel immer eine Schwachstelle darstellen, reduziert ein drahtloses Sensornetz das Risiko eines Ausfalls des Monitoringsystems durch Unfälle oder Vandalismus.

5.2.1 Drahtlose Sensornetze

Das Monitoring wurde mit einem drahtlosen Sensornetz durchgeführt. Ein drahtloses Sensornetz ist ein Netzwerk, das aus vielen kleinen Computern besteht, die mit einem oder mehreren Sensoren ausgestattet sind (Bischoff et al. 2009). Jeder Computer stellt einen Knoten des Netzwerks dar und wird als Sensorknoten bezeichnet. Die Sensorknoten kommunizieren miteinander über Funk: daher der Name drahtlose Sensornetze. Neben den Sensorknoten, die Messdaten generieren (Datenquellen) enthält ein Sensornetz einen oder mehrere Wurzelknoten, welche die Daten, die im Netzwerk generiert werden, an externe Kommunikations- oder Speichersysteme übergeben (Datensenken), und Übertragungsknoten (Relaisknoten), die Daten von anderen Knoten empfangen und weiterleiten.

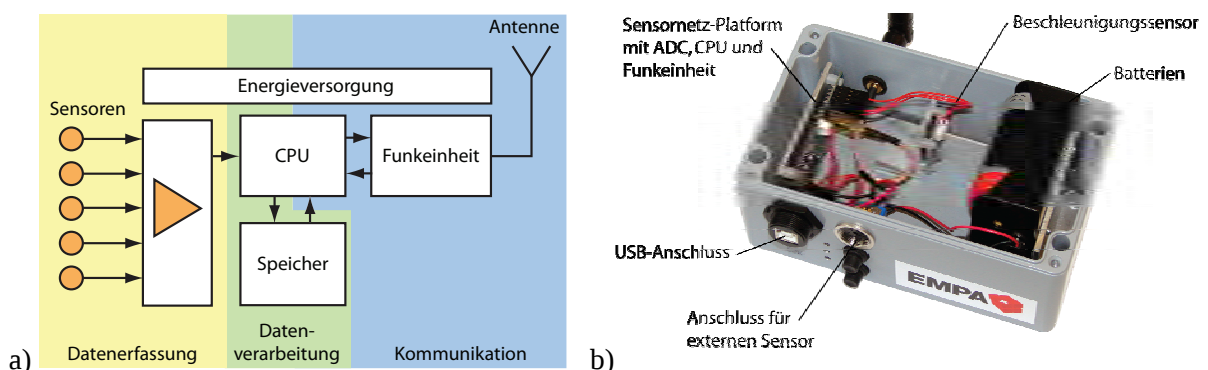


Abbildung 5.1: a) Struktur eines Sensorknotens. b) Sensorknoten.

Die Hardware eines Sensorknotens (Abbildung 5.1) besteht aus den Sensoren und den zugehörigen Signalaufbereitungseinheiten, einem Analog-Digital-Wandler (ADC), einer zentralen Recheneinheit (CPU) mit RAM-Arbeitsspeicher, einem Datenspeicher (Flash-Speicher), einer Sende- und Empfangs-

einheit (Funkeinheit) und einer Energieversorgung (Batterie). Diese Komponenten erlauben einem Sensorknoten die Erfassung und Verarbeitung von Messdaten sowie die Kommunikation von Daten. Im Gegensatz zu herkömmlichen, verdrahteten Monitoring-Systemen, die in der Regel eine zentralisierte Erfassung und Verarbeitung von Messdaten aufweisen, ist ein drahtloses Sensornetz ein verteiltes Datenerfassungs- und Verarbeitungssystem.

Die Software, die auf jedem Sensorknoten ausgeführt wird, hat verschiedene Aufgaben zu bewältigen: den Aufbau und Organisation des Netzwerkes, die Kommunikation innerhalb des Netzwerkes, die Konfiguration der Datenerfassung und Datenverarbeitung über Funk, die Ausführung der Datenerfassung mit verschiedenen Sensoren sowie die Zwischenspeicherung und Verarbeitung der erfassten Daten.

Die wichtigsten Vorteile von drahtlosen Sensornetzen im Vergleich zu verdrahteten Monitoring-Technologien sind die rasche Installation, die Selbstorganisation und die einfache Skalierbarkeit. Die rasche Installation ist vor allem auf den Wegfall der Verkabelung zurückzuführen, die bei verdrahteten Monitoringsystemen den Datentransport und die Energieversorgung sicherstellen. Da drahtlose Sensornetze sich vollkommen selbständig organisieren, können Sensorknoten hinzugefügt oder entfernt werden, ohne dass eine manuelle Konfiguration erforderlich ist.

Die Energieversorgung von drahtlosen Sensornetzen erfolgt mit Batterien. Um längerfristige Monitoring-Anwendungen ohne viele Batteriewechsel durchzuführen, sind die Sensorknoten auf Energieeffizienz getrimmt. Indem energiesparende Hardware-Komponenten und Betriebsverfahren eingesetzt werden und indem die Messdaten bereits im Sensorknoten verarbeitet werden, kann auch bei datenintensiven Anwendungen, wie sie bei Schwingungsmessungen auftreten, eine Lebensdauer von mehreren Monaten oder Jahren erreicht werden (Feltrin et al. 2011).



Abbildung 5.2: a) Montage eines Sensorknotens. b) Sensorknoten an der Stelle N2.

5.2.2 Messaufbau und automatisierte Datenauswertung

Das drahtlose Sensornetz, das an der Fussgängerbrücke in Betrieb ist, besteht aus 4 Sensorknoten, einem Relaisknoten und der Basisstation. Die Sensorknoten wurden unterhalb der Fahrbahnplatte auf den Pfosten des Geländers montiert (Abbildung 5.2). Diese Montage sollte das Risiko einer Beschädigung der Sensorknoten durch Vandalismus minimieren. Die Lage der Sensorknoten ist in Abbildung 5.3 ersichtlich. Der Relaisknoten wurde auf einem Mast der Brückenbeleuchtung montiert (Abbildung 5.4a). Er sichert die Funkverbindung zwischen den Sensorknoten und der Basisstation, die im Erdgeschoss des Gebäudes des Gemeindehauses eingerichtet wurde (Abbildung 5.4b). Die Basisstation ist über das Mobilfunknetz mit einem Computer der Firma Decentlab GmbH verbunden.

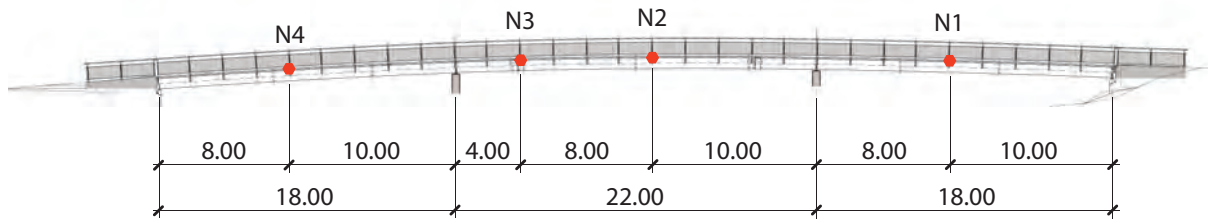


Abbildung 5.3: Lage der Messstellen.

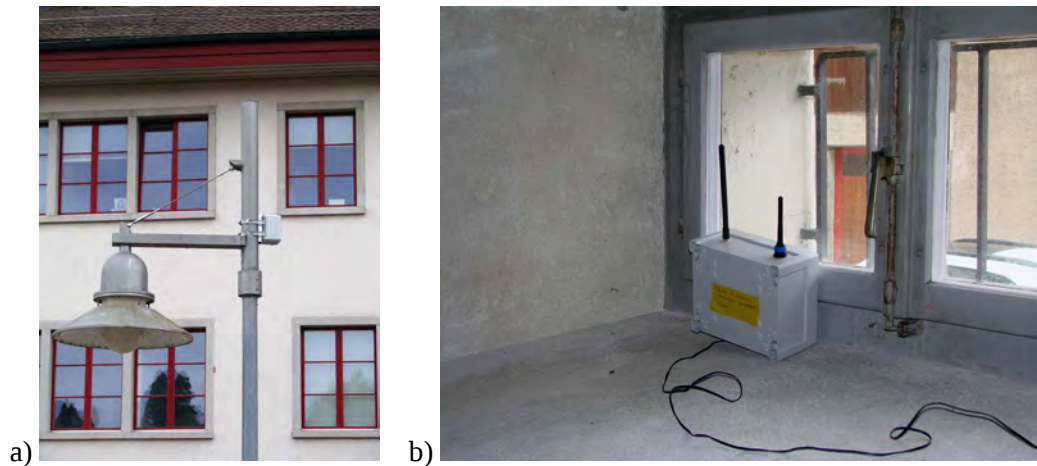


Abbildung 5.4: a) Relaisknoten am Mast der Brückenbeleuchtung. b) Basisstation auf einem Fenstersims des Gemeindehauses.

Die 4 Sensorknoten sind in zwei Gruppen von je zwei Sensorknoten aufgeteilt, die verschiedene Aufgaben ausführen. Die erste Gruppe erfasst die Schwingungsamplituden bei der Benützung der Brücke durch Fussgänger. Die zweite Gruppe erfasst die dominanten Frequenzen einer Messreihe.

Die erste Gruppe von Sensorknoten erfasst permanent die Beschleunigungen an den Messstellen N1 und N2 (Abbildung 5.3) mit einer Abtastrate von 50 Hz. Die erfassten Messdaten werden in Messreihen von 2048 Messwerten unterteilt. Die Dauer einer solchen Messreihe beträgt 40.9 Sekunden. Im Sensorknoten werden die Messreihen analysiert, um festzustellen, ob ein Ereignis eingetreten ist. Das Auftreten eines Ereignisses (Zeitreihe mit relevanten Schwingungsamplituden) wurde über eine Triggerschwelle (0.02 ms^{-2}) definiert. Überschritten die gemessenen Amplituden die Triggerschwelle, so berechnete der Sensorknoten die Umhüllenden der Zeitreihe (Abbildung 5.5) und sandte diese Daten zur Basisstation (Abbildung 2b). Wurde die Triggerschwelle hingegen nicht überschritten, so wurden die Messdaten durch die folgende Messreihe überschrieben. Für jede Messreihe bestanden die Umhüllenden aus je 32 Werten. Die Umhüllenden wurde berechnet, indem die Zeitreihe in 32 Zeitintervalle unterteilt wurde und anschliessend für jedes Zeitintervall das Maximum und das Minimum der Schwingungsamplitude innerhalb des Zeitintervalls berechnet wurde. Die Maxima und Minima der 32 Zeitintervalle bilden schliesslich die positive und negative Umhüllende.

Die zweite Gruppe von Sensorknoten erfasst ebenfalls permanent die Beschleunigungen an den Messstellen N3 und N4 (Abbildung 5.3). Die erfassten Messdaten werden auch in Messreihen von 2048 Messwerten unterteilt. Da die Abtastrate ebenfalls 50 Hz beträgt, ist die Dauer einer Messreihe 40.9 Sekunden. Die Frequenzauflösung beträgt daher 0.025 Hz. Daraufhin wird im Sensorknoten mit einem Fast Fourier Transform Algorithmus die Fourierkomponenten der Messreihe und anschliessend das Frequenzspektrum berechnet. Das Frequenzspektrum wird daraufhin mit einem Algorithmus ge-

wichtet, das die lokalen Spitzen des Spektrums hervorhebt. Schliesslich werden die 8 grössten Spitzen mit einem weiteren Algorithmus abgegriffen. Die Frequenzen und die Amplituden der abgegriffenen Spitzen werden zur Basisstation gesendet.

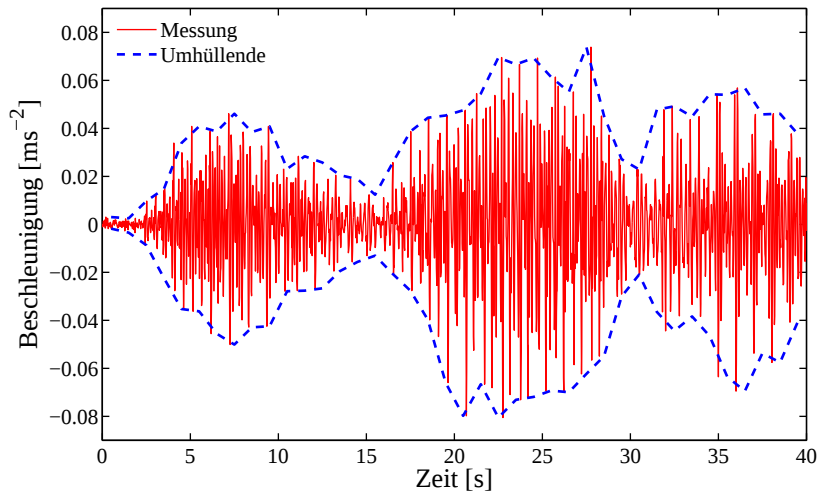


Abbildung 5.5: Messreihe mit Umhüllenden.

In allen Sensorknoten werden zudem mit einer Periode von 15 Minuten die Temperaturen und die Luftfeuchtigkeit gemessen. Auf die Messung der Asphalttemperatur musste verzichtet werden, da der neue Belag der Fussgängerbrücke ohne Isolationsschicht zwischen Gussasphaltbelag und Brückenplatte ausgeführt wurde. Das Risiko, durch die Installation eines Temperatursensors den Belag zu verletzen und dadurch eine Leckstelle im Belag zu erzeugen, die eine Ansammlung von Feuchtigkeit unterhalb des Belages hervorrufen könnte, wurde als zu gross erachtet.

5.3 Resultate

5.3.1 Eigenfrequenzen

Die Auswertung der Frequenzdaten erfolgte gemäss den folgenden Schritten:

1. Der Temperaturbereich zwischen -13°C und 29°C wurde in 21 Temperaturintervalle von $\Delta T = 2^{\circ}\text{C}$ unterteilt. Die Temperaturintervalle waren $\delta T_1 = -13^{\circ}\text{C} \dots -11^{\circ}\text{C}$, $\delta T_2 = -11^{\circ}\text{C} \dots -9^{\circ}\text{C}$ usw. bis $\delta T_{21} = 27^{\circ}\text{C} \dots 29^{\circ}\text{C}$. Als Referenztemperatur wurde jeweils die Temperatur in der Mitte des Temperaturintervalls gewählt.
2. Mit den Temperaturdaten wurden für jedes Temperaturintervall δT_i die Zeitintervalle $\delta \tau_i$ berechnet, die Temperaturen innerhalb des Temperaturintervalls aufwiesen.
3. Alle Frequenzdaten, die einen Zeitstempel aufwiesen, der sich innerhalb eines Zeitintervalls $\delta \tau_i$ befand, wurden gesammelt und die Häufigkeit der einzelnen Frequenzen berechnet. Es wurden nur Frequenzen zwischen 0.2 Hz und 8 Hz berücksichtigt. Die Auflösung der Frequenzen betrug 0.025°Hz .
4. Anhand der Spitzen der Häufigkeitsverteilung der Frequenzen für ein Temperaturintervall δT_i wurden die Eigenfrequenzen ermittelt.

Die beschriebene Auswertung erfolgte für die Frequenzdaten der Sensorknoten an den Messstellen N3 und N4.

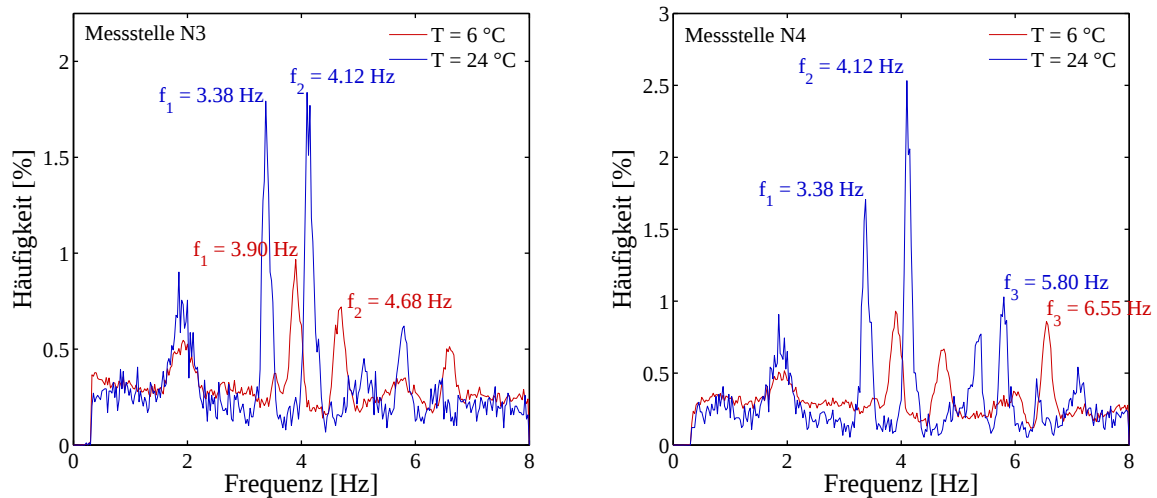


Abbildung 5.6: Häufigkeitsverteilung der Frequenzen an den Messstellen N3 und N4 bei zwei Lufttemperaturen.

Abbildung 5.6 zeigt die Häufigkeitsverteilungen der Frequenzen für die beiden Sensorknoten bei den Referenztemperaturen von 6°C und 24°C auf. Die Eigenfrequenzen sind als isolierte Spitzen der Häufigkeitsverteilung gut erkennbar. Deutlich erkennbar sind auch die Frequenzänderungen zwischen den beiden Temperaturen.

Das Ergebnis der Auswertung der Häufigkeitsverteilungen der Frequenzen für alle Temperaturintervalle ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Die Abbildung vergleicht die aus den periodischen Messungen und dem Monitoring ermittelten Eigenfrequenzen der ersten beiden Eigenschwingungen. Die Eigenfrequenzen aus dem Monitoring sind als Funktion der Referenztemperaturen aufgetragen. Die mit dem Monitoring erzielten Ergebnisse stimmen gut mit den Ergebnissen aus den periodischen Messungen überein. Da die Messungen aus dem Monitoring zwar bei ähnlichen Temperaturen jedoch zu ganz verschiedenen Zeiten erfasst wurden, bestätigen sie die Korrelation zwischen den Eigenfrequenzen und der Temperatur.

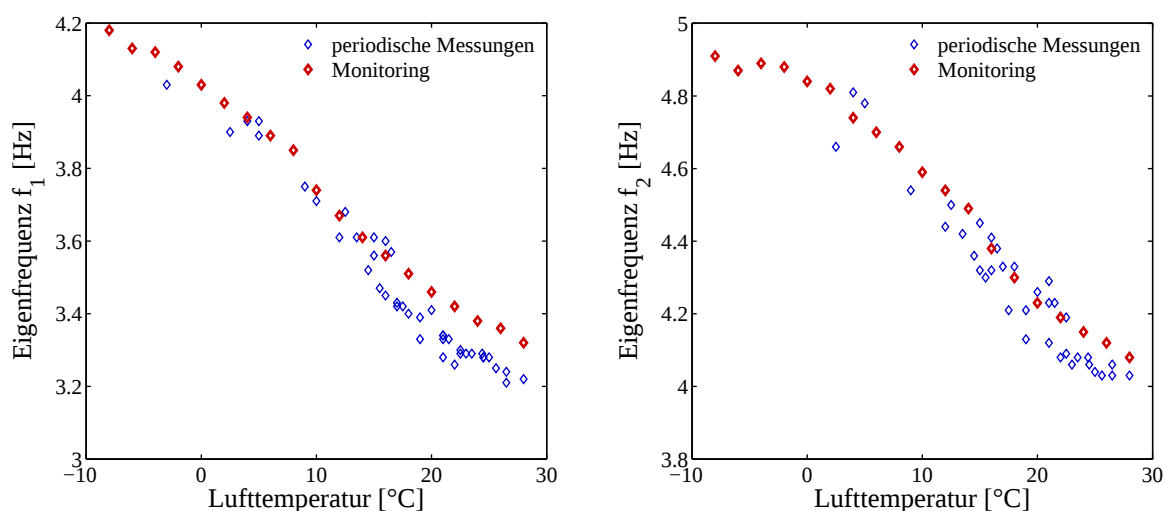


Abbildung 5.7: Vergleich der Eigenfrequenzen der ersten beiden Eigenschwingungen aus den periodischen Messungen und dem Monitoring.

Die Eigenfrequenzen der 1. Biege-Eigenschwingung aus dem Monitoring sind oberhalb von ca. 15°C um ca. 0.1 Hz grösser als die Eigenfrequenzen aus den periodischen Messungen. Dieser Unterschied dürfte wiederum auf die deutlich höheren Schwingungsamplituden bei den Stossversuchen zurückzuführen sein. Wie im nächsten Abschnitt erläutert, sind die häufigsten max. Amplituden deutlich kleiner als die Amplituden bei den Stossversuchen. Da zur Bestimmung der Frequenzen auch Messdaten beigezogen wurden, die aus einer ambienten Anregung herrühren, sind Daten aus Messreihen mit kleinen Schwingungsamplituden in der Auswertung der Frequenzen stark vertreten. Wieso bei Temperaturen unter 15°C die Differenz verschwindet, ist unbekannt.

In Abbildung 5.6 ist auch eine erhöhte Häufigkeit von Frequenzen etwas unterhalb von 2 Hz erkennbar. Diese Frequenzen entstammen den Schrittfrequenzen der Fussgänger, welche die Fussgängerbrücke benutzt haben. Wertet man nur Frequenzdaten aus, die erfasst wurden, wenn die Brücke durch Fussgänger benutzt wurde, so kommen die Schrittfrequenzen noch deutlicher hervor (Abbildung 5.8a). Wird die Auswertung auf den Frequenzbereich der Schrittfrequenzen eingeschränkt, so lässt sich die Häufigkeitsverteilung der Schrittfrequenzen gut durch eine Normalverteilung approximieren (Abbildung 5.8b). An der Messstelle N3 wurden ein Mittelwert von 1.87 Hz und eine Standardabweichung von 0.18 Hz ermittelt. An der Messstelle N4 beträgt der Mittelwert 1.88 Hz und die Standardabweichung 0.17 Hz. Diese Werte stimmen gut mit den jüngsten Untersuchungen zur Verteilung der Schrittfrequenzen gehender Personen überein (Pachi & Ji 2005, Sahnaci & Kasperski 2005, Živanović et al. 2005, Zivanovic et al. 2007). Sie weichen jedoch deutlich von den älteren Resultaten von Matsumoto ab (Matsumoto et al. 1978).

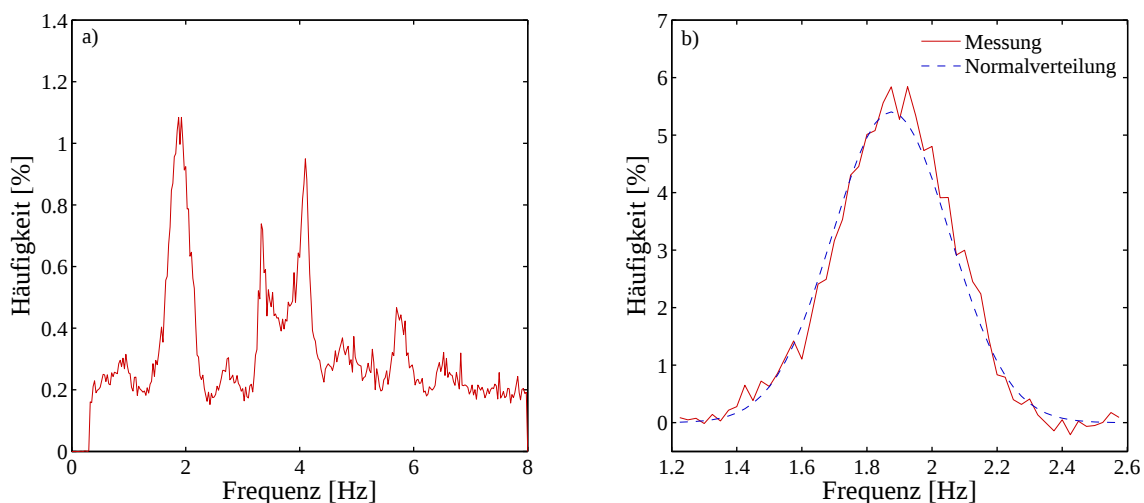


Abbildung 5.8: a) Häufigkeitsverteilung der Frequenzen an der Messstelle N3 bei Benützung der Brücke durch Fussgänger. b) Häufigkeitsverteilung der Frequenzen im Bereich der Schrittfrequenz von Fussgängern.

5.3.2 Maximale Schwingungsamplituden

Aus den Umhüllenden der Schwingungsamplituden eines Ereignisses wurde in einem ersten Auswertungsschritt die max. Amplitude des Ereignisses berechnet, indem vorerst die Amplitudenwerte der positiven Umhüllenden mit dem korrespondierenden Amplitudenwerte der negativen Umhüllenden subtrahiert wurden und das Ergebnis durch zwei geteilt wurde. Dieser Rechenschritt erzeugte 32 Amplitudenwerte. Der grösste Wert wurde als max. Amplitude definiert.

Typische maximale Schwingungsamplituden, wie sie während einer Woche gemessen wurden, sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Die geringe Benützung der Fussgängerbrücke in den Nachtstunden ist dar-

aus deutlich zu erkennen. Zudem sind die Benützungszeiten der Brücke während des Wochenendes verschieden von den Werktagen.

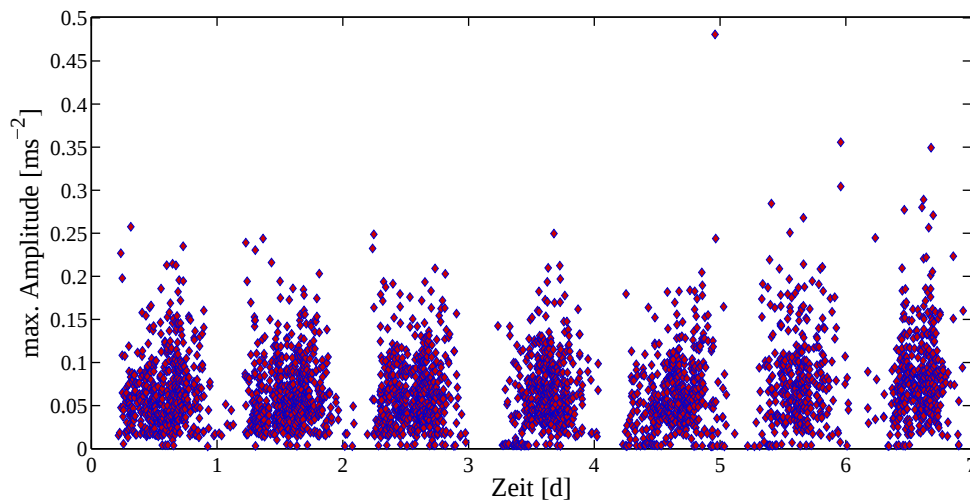


Abbildung 5.9: Maximale Schwingungsamplituden während einer Woche.

Die Auswertung der maximalen Schwingungsamplituden erfolgte ähnlich wie die Auswertung der Frequenzen. Es sind die folgenden Schritte durchgeführt worden:

1. Der Temperaturbereich zwischen -14°C und 30°C wurde in 11 Temperaturintervalle von $\Delta T = 4^{\circ}\text{C}$ unterteilt. Die Temperaturintervalle waren $\delta T_1 = -14^{\circ}\text{C} \dots -10^{\circ}\text{C}$, $\delta T_2 = -10^{\circ}\text{C} \dots -6^{\circ}\text{C}$ usw. bis $\delta T_{11} = 26^{\circ}\text{C} \dots 30^{\circ}\text{C}$. Als Referenztemperatur wurde jeweils die Temperatur in der Mitte des Temperaturintervalls gewählt.
2. Mit den Temperaturdaten wurden für jedes Temperaturintervall δT_i die Zeitintervalle $\delta \tau_i$ berechnet, die Temperaturen innerhalb des Temperaturintervalls aufwiesen.
3. Alle max. Amplitudendaten, die einen Zeitstempel aufwiesen, der sich innerhalb eines Zeitintervalls $\delta \tau_i$ befand, wurden gesammelt und die Häufigkeit der einzelnen max. Amplituden berechnet.

Die beschriebene Auswertung erfolgte für die Daten der max. Amplituden der Sensorknoten an den Messstellen N1 und N2.

Abbildung 5.10 vergleicht die Häufigkeitsverteilungen der maximalen Amplituden an der Messstelle N1 für die Referenztemperaturen 16°C und 12°C (a) bzw. 16°C und 20°C (b). Die Häufigkeitsverteilungen sind sich ähnlich. Der Ansari-Bradley-Test (Hollander & Wolfe 1973) bestätigt diesen Befund und besagt, dass bei einer Fehlerquote von 5% die beiden Häufigkeitsverteilungen nicht unterscheidbar sind. Abbildung 5.13 vergleicht die Häufigkeitsverteilungen an der Messstelle N2 für die gleichen Referenztemperaturen. Auch an dieser Messstelle sind keine signifikanten Unterschiede zwischen den Häufigkeitsverteilungen feststellbar. Der Ansari-Bradley-Test verwirft die Hypothese, dass die Häufigkeitsverteilungen unterschiedlich sind.

Größere Unterschiede weisen hingegen der Vergleich der Häufigkeitsverteilung an der Messstelle N1 bei einer Referenztemperatur von 16°C mit den Häufigkeitsverteilung bei 24°C auf (Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13). Die Häufigkeitsverteilung bei 24°C weist im Amplitudenbereich zwischen 0.1ms^{-2} und 0.2ms^{-2} erhöhte Häufigkeitswerte im Vergleich zur Häufigkeitsverteilung bei 16°C auf. Im Gegensatz dazu weist sie im Amplitudenbereich zwischen 0.04ms^{-2} und 0.1ms^{-2} kleinere Häufigkeitswerte auf als die Häufigkeitsverteilung bei 16°C . Im Amplitudenbereich grösser als 0.2ms^{-2} zeigt

die Häufigkeitsverteilung bei 24°C regelmässig grössere Häufigkeitswerte auf. Das gleiche Muster ist auch an den Häufigkeitsverteilungen an der Messstelle N2 zu erkennen. Der Ansari-Bradley-Test besagt, dass an beiden Messstellen die Häufigkeitsverteilung bei 16°C sich von der Häufigkeitsverteilung bei 24°C unterscheidet.

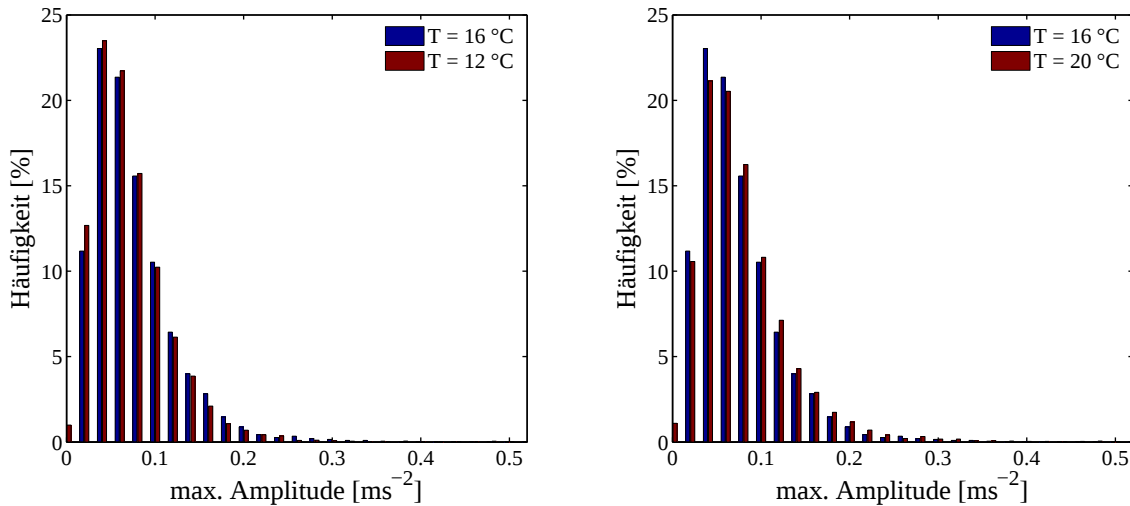


Abbildung 5.10: Häufigkeitsverteilungen der max. Amplitude an der Messstelle N1 für die Referenztemperaturen 16°C und 12°C bzw. 16°C und 20°C.

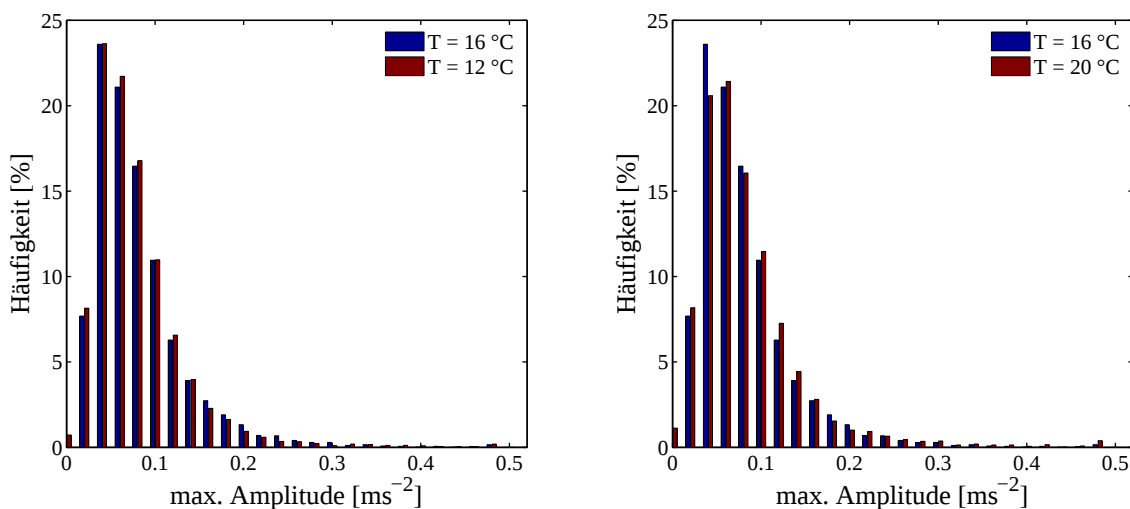


Abbildung 5.11: Häufigkeitsverteilungen der max. Amplitude an der Messstelle N2 für die Referenztemperaturen 16°C und 12°C bzw. 16°C und 20°C.

Der Vergleich der Häufigkeitsverteilung bei der Referenztemperatur von 16°C mit der Häufigkeitsverteilung bei der Referenztemperatur von 4°C ist weniger eindeutig. Während an der Messstelle N1 die Unterschiede klein ausfallen, sind sie an der Messstelle N2 signifikant (Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13).

Grössere Häufigkeitswerte der max. Amplitude bei höheren Temperaturen sind zu erwarten, da sich die Eigenfrequenz der 2. Biege-Eigenschwingung der zweiten harmonischen der Schrittfrequenzen nähert und die Dämpfung aller Eigenschwingungen kleiner wird. Bei tiefen Temperaturen stimmt die Eigenfrequenz der 1. Biege-Eigenschwingung etwa mit der zweiten harmonischen der Schrittfrequen-

zen überein. Darüber hinaus nimmt die Dämpfung mit kleiner werdenden Temperaturen ebenfalls wieder ab.

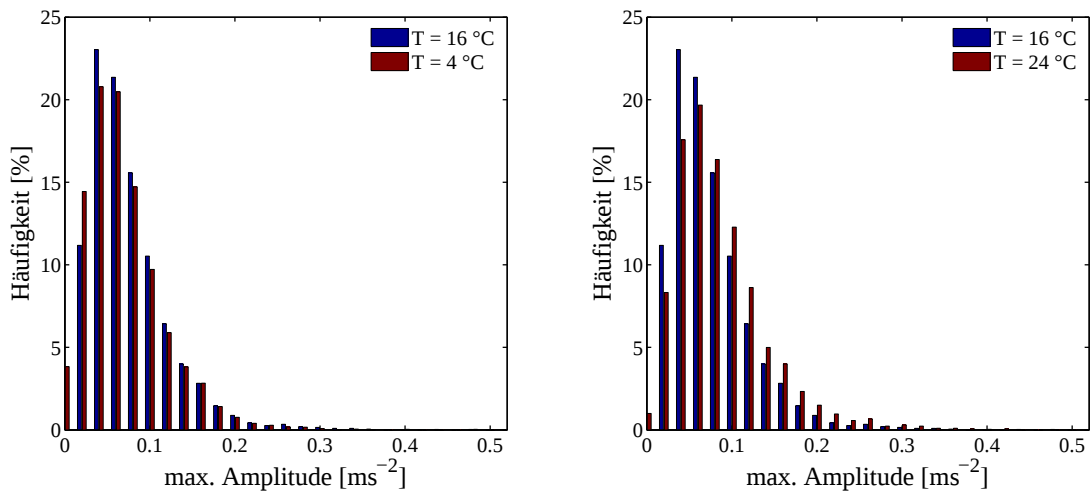


Abbildung 5.12: Häufigkeit der max. Amplitude an den Messstellen N1 bei verschiedenen Referenztemperaturen.

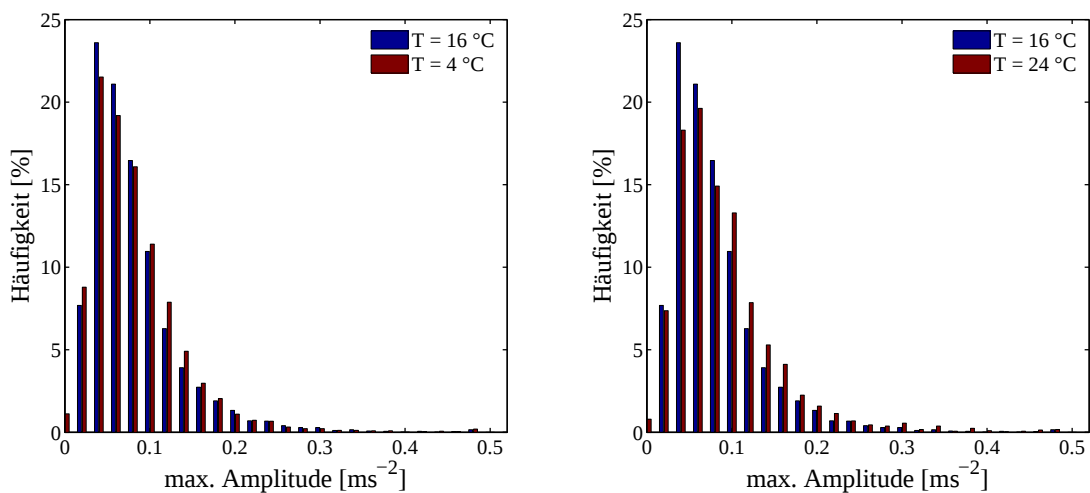


Abbildung 5.13: Häufigkeit der max. Amplitude an den Messstellen N2 bei verschiedenen Referenztemperaturen.

5.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse aus dem Monitoring liefern folgende Ergebnisse:

1. Die Änderungen der Eigenfrequenzen aus dem Monitoring bestätigen die Änderungen der Eigenfrequenzen aus den periodischen Messungen. Da die Messungen aus dem Monitoring in einem Temperaturintervall zu ganz verschiedenen Zeiten erfasst wurden, bestätigen sie auch die Korrelation zwischen den Eigenfrequenzen und der Temperatur.
2. Die Analyse der Häufigkeitsverteilungen der max. Amplituden bei verschiedenen Referenztemperaturen weist darauf hin, dass bei Temperaturen am oberen Ende des erfassten Temperaturbereiches sowohl im Randfeld wie auch im Mittelfeld etwas grössere Schwingungsamplituden auftreten.

den auftreten. Bei Temperaturen am unteren Ende des erfassten Temperaturbereiches sind nur im Mittelfeld etwas grössere Schwingungsamplituden aufgetreten. Dieses Ergebnis ist konsistent mit dem Befund, dass die Dämpfung bei tiefen und hohen Temperaturen kleiner als bei mittleren Temperaturen ist.

3. Die Analyse der Häufigkeitsverteilungen der max. Amplituden zeigt, dass max. Amplituden über 0.30 ms^{-2} äusserst selten auftreten. Dieser Wert ist deutlich kleiner als typische Grenzwerte der Gebrauchstauglichkeit für Schwingungen bei Fussgängerbrücken (Bachmann 1995, Živanović et al. 2005, Heinemeyer et al. 2009, Feltrin 2009).

5.5 Literatur

- Bachmann, H. (Ed.) (1995) *Vibration problems in structures. Practical guidelines*. Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland.
- Bischoff, R., Meyer, J. & Feltrin, G. (2009) Wireless sensor network platforms. In Boller, C., Chang, F. & Fujino, Y. (Eds.) *Encyclopedia of Structural Health Monitoring*. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, UK, 1229-1238.
- Feltrin, G. (2009) Schwingungen bei Fussgängerbrücken. In Feltrin, G. & Steiger, R. (Eds.) *Baudynamik im Hozbau*. SIA, Zürich, 91-106.
- Feltrin, G., Saukh, O., Meyer, J., Bischoff, R. & Motavalli, M. (2011) Structural monitoring with wireless sensor networks: Experiences from field deployments. In *Proceedings of the First Middle East Conference of Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structure*, Dubai, UAE, 8-10 February 2011.
- Heinemeyer, C., Butz, C., Keil, A., Schlaich, M., Goldack, A., Trometer, S., Lukic, M., Chabrolin, B., Lemaire, A., Martin, P.-O., Cunha, Á. & Caetano, E. (2009) *Design of lightweight footbridges for human induced vibrations*. Luxembourg.
- Hollander, M. & Wolfe, D. A. (1973) *Nonparametric Statistical Methods*. John Wiley & Sons, New York.
- Matsumoto, Y., Nishioka, T., Shiojiri, H. & Matsuzaki, K. (1978) Dynamic design of footbridges. *IABSE Proceedings*, 17 1–15.
- Pachi, A. & Ji, T. (2005) Frequency and velocity of people walking. *The Structural Engineer EI*, 83 (3), 36-40.
- Sahnaci, C. & Kasperski, M. (2005) Random loads induced by walking. In *Proceedings of the Sixth European Conference on Structural Dynamics EURODYN*, Paris, September 2005.
- Zivanovic, S., Pavic, A. & Reynolds, P. (2007) Probability-based prediction of multi-mode vibration response to walking excitation. *Engineering Structures*, 29 (6), 942-954.
- Živanović, S., Pavic, A. & Reynolds, P. (2005) Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 279 1–74.

6. Modellierung

6.1 Einleitung

In Kapitel 4 wurde festgestellt, dass die Eigenfrequenzen und die modalen Dämpfungen der Brücke beträchtliche Änderungen aufweisen. Diese Änderungen konnten mit der Temperatur des Gussasphaltbelages korreliert werden. In diesem Kapitel wird untersucht, wie zuverlässig mathematische Modelle die gemessenen Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen wiedergeben können.

6.2 Gussasphalt

Der Gussasphalt ist ein Gemisch aus Gesteinskörnung und Bitumen. Er ist beim Einbau giess- und streichbar, sodass keine Verdichtungsarbeit nötig ist. Das mechanische Verhalten von Gussasphalt ist viskoelastisch, wobei dieses Verhalten durch den Bitumen hervorgerufen wird. Viskoelastische Baustoffe unterscheiden sich dadurch von vorwiegend elastischen Baustoffen, dass ihr mechanisches Verhalten von der Zeit (z.B. Kriechen, Relaxation) und der Verformungsgeschwindigkeit abhängt. Viskoelastische Baustoffe weisen bei zyklischen Verformungen eine bedeutende Energiedissipation auf (Hysterese), die sich über eine Phasenverschiebung zwischen der Kraft und der Verformung bzw. der Spannung und der Dehnung ausdrückt.

Bei Schwingungsproblemen als zweckmässig erweist sich eine Beschreibung von viskoelastischen Materialien in Form eines komplexen Moduls (z.B. komplexer Schubmodul, Lakes 2009). Die quantitativen Eigenschaften eines komplexen Moduls lassen sich durch zyklische Laborversuche bei verschiedenen Frequenzen und Temperaturen bestimmen (Lakes 2009, Gsell et al. 2008).

Der komplexe Schubmodul

$$G(\omega, T) = G'(\omega, T) + i G''(\omega, T) \quad (5.1)$$

setzt sich aus dem Speichermodul $G'(\omega, T)$ und dem Verlustmodul $G''(\omega, T)$ zusammen. ω beschreibt die Kreisfrequenz der harmonischen Verformung und T die Temperatur. Der Speichermodul ist ein Mass für die Elastizität (Steifigkeit) des Materials und der Verlustmodul ist ein Mass für die durch Energiedissipation in Wärme umgewandelte Verformungsenergie (Dämpfung).

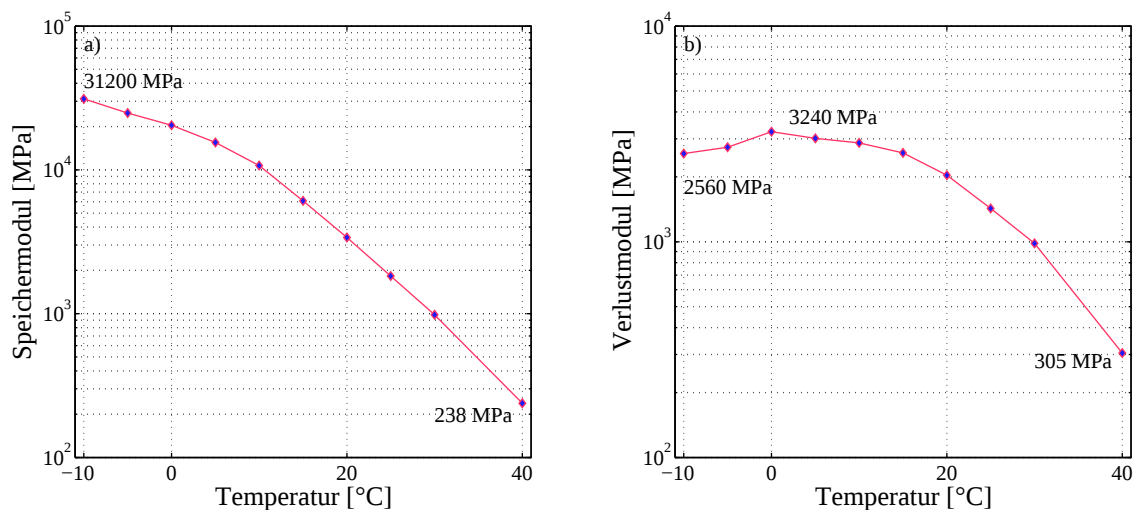


Abbildung 6.1: Speichermodul (a) und Verlustmodul (b) eines Gussasphaltes.

Abbildung 6.1 zeigt die Anteile eines komplexen Schubmoduls eines typischen Gussasphaltes (Gsell et al. 2008). Im gemessenen Temperaturbereich beträgt die Änderung des Speichermoduls zwei Größenordnungen. Während der Speichermodul bei einer Temperatur von -10°C $31'900\text{ MPa}$ beträgt, weist er bei 40°C nur noch 280 MPa auf. In anderen Worten: Die Steifigkeit des Gussasphalts wird mit zunehmender Temperatur immer kleiner.

Die Änderung des Verlustmoduls im selben Temperaturbereich fällt hingegen deutlich kleiner aus. Bei einer Temperatur von -10°C weist er 2300 MPa auf und bei 40°C beträgt er 360 MPa . Im Gegensatz zum Speichermodul nimmt der Verlustmodul mit steigender Temperatur zuerst bis zu einem Maximalwert zu, um dann wieder etwas abzunehmen. Das Maximum des Verlustmoduls wird bei einer Temperatur von ca. 0°C erreicht und beträgt 3200 MPa .

Eine weitere Darstellung des komplexen Moduls ist in Gleichung (5.2) dargestellt.

$$G(\omega, T) = G'(\omega, T)(1 + i\eta(\omega, T)) \quad (5.2)$$

Der Verlustfaktor $\eta(\omega, T)$ ist als Verhältnis des Verlustmoduls zum Speichermodul definiert:

$$\eta(\omega, T) = \frac{G''(\omega, T)}{G'(\omega, T)} \quad (5.3)$$

Er steht in direktem Zusammenhang mit der Phasenverschiebung δ : $\eta(\omega, T) = \tan \delta(\omega, T)$. In einem Verformungszyklus ist der Verlustfaktor im wesentlichen das Verhältnis zwischen der dissipierten Energie $E_d(\omega, T)$ und der maximal gespeicherten elastischen Energie $E_s(\omega, T)$:

$$\eta(\omega, T) = \frac{2 E_d(\omega, T)}{\pi E_s(\omega, T)} \quad (5.4)$$

Abbildung 6.2 zeigt die Phasenverschiebung und den Verlustfaktor des in Abbildung 6.1 dargestellten Gussasphalts. Der Verlustfaktor nimmt mit zunehmender Temperatur stetig zu. Bei tiefen Temperaturen, -10°C , ist der Verlustfaktor klein. Die Energiedissipation des Gussasphalts in einem Verformungszyklus ist daher klein im Verhältnis zur elastischen Energie. Bei hohen Temperaturen ist der Verlustfaktor grösser als 1. Die Energiedissipation des Gussasphalts in einem Verformungszyklus ist daher von der gleichen Größenordnung wie das Maximum der elastisch gespeicherten Energie.

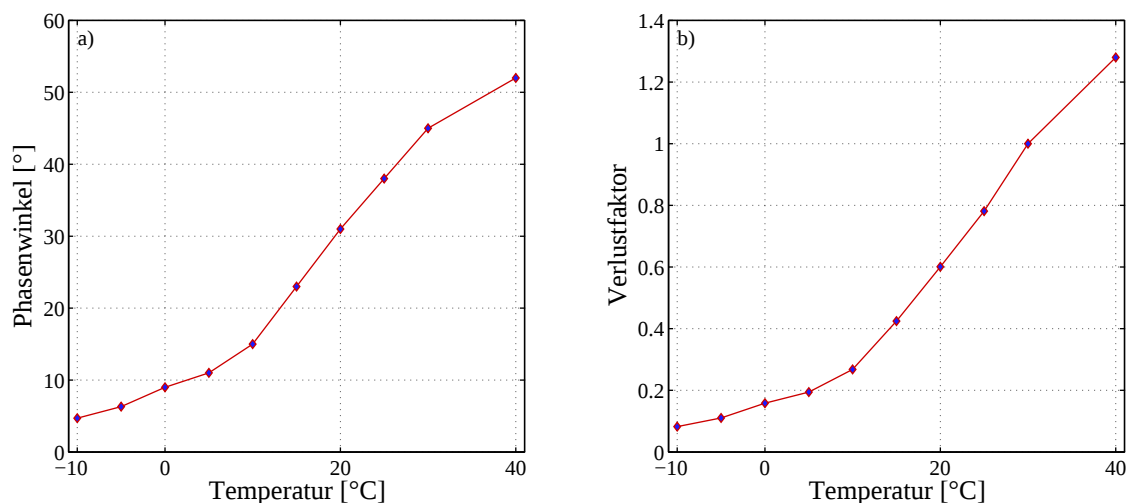


Abbildung 6.2: Phasenverschiebung (a) und Verlustfaktor (b) eines Gussasphalts.

Es ist jedoch hervorzuheben, dass bei einem Verformungszyklus mit gleicher maximalen Verformung die gespeicherte elastische Energie bei tiefen Temperaturen viel grösser als bei hohen Temperaturen ist, da der Speichermodul viel grösser und die gespeicherte elastische Energie proportional zum Speichermodul ist. Bei hohen Temperaturen ist daher trotz des hohen Verlustfaktors die bei einem Verformungszyklus dissipierte Energie nicht unbedingt grösser als bei tiefen Temperaturen.

Der komplexe Modul eines Asphaltbelages hängt auch von der Verformungsgeschwindigkeit ab. Der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit lässt sich durch zyklische Laborversuche bei verschiedenen Frequenzen bestimmen, wobei die maximale Amplitude konstant gehalten wird (Gsell et al. 2008). Der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit im für Tragwerksschwingungen relevanten Frequenzbereich ist jedoch weniger stark als der Einfluss der Temperatur. Bei Gussasphalt nimmt in der Regel der Speichermodul und der Verlustmodul mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit zu (siehe Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4).

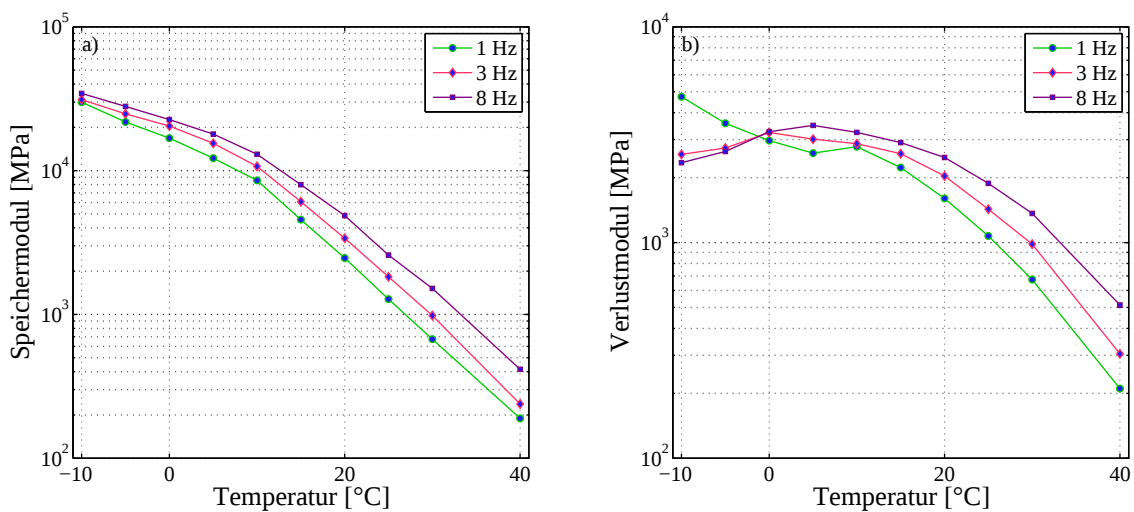


Abbildung 6.3: Speicher- und Verlustmodul eines Gussasphaltes bei verschiedenen Anregungsfrequenzen.

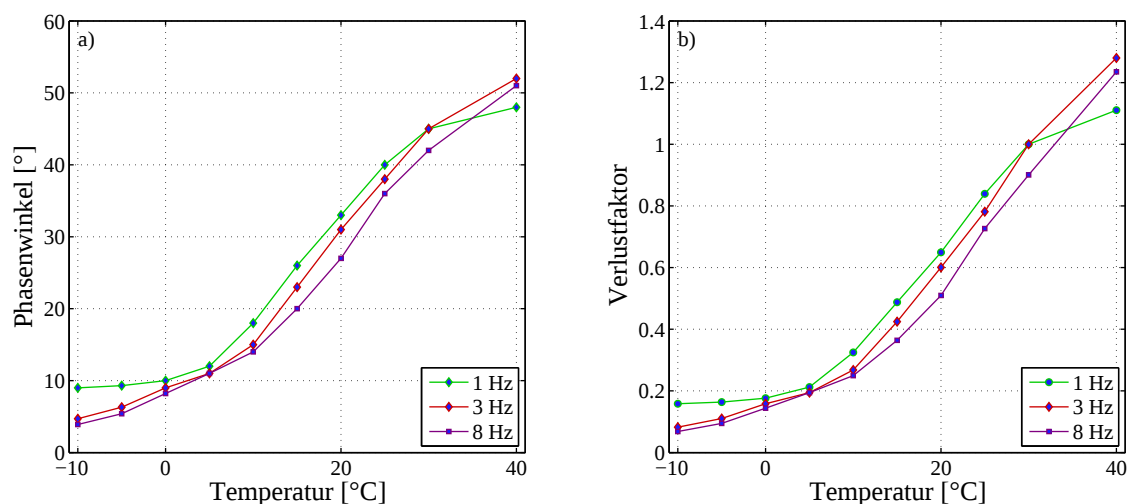


Abbildung 6.4: Phasenverschiebungen (a) und Verlustfaktoren (b) eines Gussasphaltes bei verschiedenen Anregungsfrequenzen.

6.2.1 Modellierung der Dämpfung

In der linearen Bauwerksdynamik wird die Dämpfung in der Regel rein heuristisch behandelt und nicht aus Baustoffkennwerten berechnet. Die Grösse der Systemdämpfung wird mit Erfahrungswerten geschätzt und berücksichtigt neben der Materialdämpfung auch weitere Energiedissipationsmechanismen wie die Reibung zwischen Bauteilen, Lagerreibung, etc.

Die Bewegungsgleichungen werden mit einem Zusatzterm versehen, der die Systemdämpfung berücksichtigt. In der Regel wird der Dämpfungsterm als proportional zur Geschwindigkeit modelliert (sogenannte viskose Dämpfung). Die Bewegungsgleichungen eines Tragwerks lauten dann

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = f(t) \quad (5.5)$$

wobei M die Massenmatrix, C die Dämpfungsmatrix und K die Steifigkeitsmatrix ist. $u(t)$ stellen die Verschiebungen, $\dot{u}(t)$ die Geschwindigkeiten und $\ddot{u}(t)$ die Beschleunigungen der Freiheitsgrade des Tragwerks dar und $f(t)$ ist die Kraft, welche auf das Tragwerk wirkt. Die Massenmatrix und die Steifigkeitsmatrix werden aus den geometrischen Abmessungen, den Materialkennwerten usw. berechnet. Die Dämpfungsmatrix C wird oft als eine lineare Kombination aus Massen- und Steifigkeitsmatrix definiert, da dies eine Darstellung der Bewegungsgleichungen in entkoppelte Bewegungsgleichungen der Eigenschwingungen erlaubt (siehe z.B. Weber 2002).

Die Bestimmung der Eigenfrequenzen erfolgt in der Regel durch die Lösung des Eigenwertproblems

$$(-\omega^2 M + K)\phi = 0, \quad (5.6)$$

wobei die Dämpfungsmatrix C nicht berücksichtigt wird. Nichttriviale Lösungen ω_n und ϕ_n werden als Eigenfrequenzen und Eigenformen bezeichnet. Aufgrund der Eigenschaften der Massen- und Steifigkeitsmatrix sind die Eigenfrequenzen und Eigenformen reell.

Indem die Verschiebungen als lineare Kombination der Eigenformen dargestellt werden, lassen sich die Bewegungsgleichungen (5.5) durch eine Serie von entkoppelten Bewegungsgleichungen für die Eigenschwingungen darstellen. Die Bewegungsgleichung der Eigenschwingung ist dann gleich wie die Bewegungsgleichung eines Einmassenschwingers:

$$m_n \ddot{v}_n(t) + c_n \dot{v}_n(t) + k_n v_n(t) = \varphi_n(t) \quad (5.7)$$

wobei m_n die modale Masse, c_n die modale Dämpfung und k_n die modale Steifigkeit ist. $v_n(t)$ stellen die modalen Verschiebungen, $\dot{v}_n(t)$ die modalen Geschwindigkeiten und $\ddot{v}_n(t)$ die modalen Beschleunigungen einer Eigenschwingung des Tragwerks dar. $\varphi_n(t)$ ist die modale Kraft, welche auf die Eigenschwingung wirkt.

Die modale Dämpfung c_n wird oft als

$$c_n = 2\zeta_n m_n \omega_n \quad (5.8)$$

dargestellt, wobei ζ_n das Lehr'sche Dämpfungsmass und $\omega_n = \sqrt{k_n/m_n}$ die Eigenkreisfrequenz der Eigenschwingung ist. Das Lehr'sche Dämpfungsmass ist das Verhältnis der Dämpfung c zur kritischen Dämpfung $c_c = 2m\omega_n$:

$$\zeta = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (5.9)$$

Die kritische Dämpfung c_c ist die Mindestdämpfung, bei der beim freien Ausschwingen ($\varphi(t) = 0$ in Gleichung (5.7)) keine Schwingung mehr auftritt. Die Auswertung der Ausschwingversuche zur Be-

stimmung der Eigenfrequenz und der Dämpfung, die in Kapitel 4 beschrieben sind, basieren auf der Bewegungsgleichung (5.7).

In realen Materialien oder Tragstrukturen ist die Dämpfung in den seltensten Fällen linear viskos. ζ wird dann oft als äquivalentes linear viskoses Dämpfungsmass definiert. Die Definition lautet

$$\zeta = \frac{4 E_d}{\pi E_p} \quad (5.10)$$

E_d ist die Energie, die in einem Verformungszyklus dissipiert wird und E_p ist die in einem Verformungszyklus maximal gespeicherte elastische Energie. Das Kraft-Verformungsdiagramm eines Einmassenschwingers mit linear elastischer Feder und linear viskoser Dämpfung beschreibt eine Ellipse (Bachmann 1995). Die Fläche innerhalb der Ellipse stellt die dissipierte Energie E_d dar. Bei realen vorwiegend linear elastischen Materialien oder Tragwerken weicht die Trajektorie der Summe der inneren Kräfte und der Verformung in einem Verformungszyklus mehr oder weniger stark von einer Ellipse ab. Die Fläche innerhalb der Trajektorie stellt aber immer die dissipierte Energie E_d dar. Diese Energie wird benutzt, um mit der Gleichung (5.10) das äquivalente Dämpfungsmass zu bestimmen.

Die Pole der Bewegungsgleichung (5.7) werden bestimmt, indem die quadratische Gleichung

$$m_n s^2 + 2\zeta_n m_n \omega_n s + k_n = 0 \quad (5.11)$$

gelöst wird. Dies ergibt:

$$s_{1,2} = -\zeta_n \omega_n \pm i \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2} \quad (5.12)$$

Für kleine Dämpfungen $\zeta_n \ll 1$, wie sie bei Fussgängerbrücken üblich sind, ist $\sqrt{1 - \zeta_n^2} \approx 1 - \zeta_n^2/2 \approx 1$, so dass die Pole in guter Näherung

$$s_{1,2} = -\zeta_n \omega_n \pm i \omega_n = \omega_n (\pm i - \zeta_n) \quad (5.13)$$

sind.

Die Beschreibung der viskoelastischen Eigenschaften des Asphaltbelages als komplexen Modul erlauben, eine rechnerische Vorhersage der Dämpfung durchzuführen. Dieses Vorgehen führt zu einer Bewegungsgleichung, die sich von der klassischen Gleichung (5.5) unterscheidet:

$$M\ddot{u}(t) + (K + iB\operatorname{sgn}(\omega))u(t) = f(t). \quad (5.14)$$

Der Dämpfungsterm B ergibt sich aus der Berücksichtigung des Verlustmoduls. Obwohl grundsätzlich lösbar, führt die Lösung der obigen Bewegungsgleichung zu einem nicht ohne weiteres interpretierbaren Ergebnis, da die Verschiebungen komplex sind. Die Bewegungsgleichung wird daher vor allem für Analysen im Frequenzbereich verwendet, in der angenommen wird, dass die Verschiebungen und die Kräfte in der Form $u(t) = u(\omega)e^{i\omega t}$ bzw. $f(t) = f(\omega)e^{i\omega t}$ dargestellt werden können.

$$-\omega^2 M u(\omega) + (K + iB\operatorname{sgn}(\omega))u(\omega) = f(\omega) \quad (5.15)$$

Das Interpretationsproblem der Lösung bleibt natürlich weiterhin bestehen.

Die Bestimmung der Eigenfrequenzen erfolgt durch die Lösung des Eigenwertproblems

$$(-\omega^2 M + (K + iB\operatorname{sgn}(\omega)))\phi(\omega) = 0 \quad (5.16)$$

Unter der Annahme, dass die Zerlegung in nicht gekoppelte Eigenschwingungen möglich ist, folgt aus Gleichung (5.15) als Bewegungsgleichung einer Eigenschwingung

$$m_n \ddot{v}_n(\omega) + (k_n + ib_n \operatorname{sgn}(\omega)) v_n(\omega) = \varphi_n(\omega) \quad (5.17)$$

Die Eigenfrequenz und Dämpfung der Bewegungsgleichung (5.17) lässt sich aus

$$m_n s^2 + (k_n + ib_n \operatorname{sgn}(\omega)) = 0 \quad (5.18)$$

bestimmen. Daraus folgt für die Pole der Bewegungsgleichung

$$s = \pm \sqrt{\frac{k_n}{m_n}} \sqrt{-1 - \frac{b_n}{k_n}} = \pm i \omega_n \sqrt{1 - i \eta_n} \quad (5.19)$$

Unter der Annahme, dass der Verlustfaktor klein ist ($\eta_n \ll 1$), das heisst die Systemdämpfung klein ist, gilt die Vereinfachung

$$s \approx \omega_n \left(\pm i - \frac{\eta_n}{2} \right). \quad (5.20)$$

Der Vergleich mit Gleichung (5.12) zeigt, dass bei kleinen Dämpfungen der Verlustmodul η_n das Doppelte des Lehr'schen Dämpfungsmasses ist

$$\eta_n \approx 2 \zeta_n \quad (5.21)$$

Die Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Dämpfungsmodellen ist in einem Artikel von Bert (Bert 1973) eingehend diskutiert.

6.3 Abschätzung der Änderungen der Eigenfrequenz und der Dämpfung

6.3.1 Näherungsformeln

Schichten aus viskoelastischen Materialien sind bereits sehr früh zur Bedämpfung von metallischen Bauteilen im Flugzeugbau verwendet worden. Theoretische Modelle, die den Einfluss einer viskoelastischen Schicht auf die Eigenfrequenzen und Dämpfungen beschreiben, sind in den 50er Jahren des vergangenen Jahrhunderts aufgestellt worden. Analytische Lösungen für einfache Bauteile wie Balken oder rechteckige Platten sind durch Oberst (Oberst 1952, Oberst 1954) und später durch Jones (Jones 1970) entwickelt worden. Sie untersuchten einen homogenen Bauteil mit einer auf der oberen Oberfläche aufgeklebten Schicht aus viskoelastischem Material.

Die Formel für die Änderung der Eigenfrequenzen eines homogenen Balkens lautet:

$$f_{c,n} = f_n \sqrt{\frac{1}{1 + m_d/m_s} \frac{\operatorname{Re}(B_c)}{B_s}} \quad (5.22)$$

$f_{c,n}$ ist die Eigenfrequenz des Balkens mit der Dämpfungsschicht, f_n ist die Eigenfrequenz des Balkens ohne Dämpfungsschicht, m_d ist die Masse pro Längeneinheit der Dämpfungsschicht, m_s ist die Masse pro Längeneinheit des Balkens ohne Dämpfungsschicht, $\operatorname{Re}(B_c)$ ist der Realteil der Biegesteifigkeit des Balkens mit der Dämpfungsschicht und B_s ist die Biegesteifigkeit des Balkens.

Die Formel für die Änderung der Dämpfung, dargestellt durch den Verlustfaktor, lautet

$$\eta_c = \frac{\text{Im}(B_c)}{\text{Re}(B_c)} \quad (5.23)$$

Der Balken wird dabei als völlig ungedämpft vorausgesetzt. Der Verlustfaktor des Bauteils ist analog zum Verlustfaktor eines Materials definiert worden. Die Gleichungen (5.22) und (5.23) lassen sich aus den Bewegungsgleichungen herleiten (Jones 1970).

Wird als Referenzzustand ein Balken mit Dämpfungsschicht gewählt, wobei die Dämpfungsschicht nur als zusätzliche Masse berücksichtigt wird, so vereinfacht sich Formel (5.22) zu

$$f_{c,n} = f_n \sqrt{\frac{\text{Re}(B_c)}{B_s}}. \quad (5.24)$$

Der Realteil der Biegesteifigkeit $\text{Re}(B_c)$ ist gleich der Biegesteifigkeit, die sich ergibt, wenn nur der Speichermodul in der Berechnung der Biegesteifigkeit berücksichtigt wird.

Die analytischen Formeln erlauben den Einfluss des Gussasphaltbelages auf die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen auf einfache Weise zu berücksichtigen. In einem ersten Schritt berechnet man die Eigenfrequenzen mit einem Modell, der den Gussasphaltbelag nicht berücksichtigt. Dies ergibt die Eigenfrequenzen f_n . Im zweiten Schritt werden die Biegesteifigkeiten des Brückenquerschnittes mit dem Gussasphaltbelag berechnet, wobei der komplexe Modul eingesetzt wird. Mit der Formel (5.22) werden dann die Eigenfrequenzen $f_{c,n}$ berechnet. Die zusätzliche Dämpfung wird durch die Formel (5.23) berechnet.

6.3.2 Resultate

Die Näherungsformeln sollen nun auf den „Städtlisteg“ in Mellingen angewendet werden. Es werden zwei Situationen betrachtet: ohne Verbund und mit vollständigem Verbund zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphalt. Die Querschnittswerte werden aus den Abmessungen des Brückenquerschnittes und den Materialkennwerten berechnet. In den Berechnungen wurde die Dämpfung der Brücke ohne Gussasphaltbelag mit $\zeta = 2\%$ berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit der Holzbauteile wurde in Analogie zum komplexen Modul als komplexe Biegesteifigkeit definiert:

$$B_s = B'_s (1 + 2i\zeta) \quad (5.25)$$

B'_s ist die Biegesteifigkeit, die mit den üblichen Verfahren der Tragwerksmechanik berechnet wird. Die Kennwerte des Gussasphaltes entsprechen den Versuchsergebnissen mit dem Belag aus dem Einbau 1, die in Gsell et al. 2008, Kapitel 6, Tabelle 6-3, für Anregungsfrequenzen von 3 Hz und 8 Hz festgehalten sind. Der Elastizitätsmodul des Gussasphalts wurde aus dem Speichermodul mit der Formel

$$E = 2G'(1 + \nu) \quad (5.26)$$

berechnet. Da bei den Versuchen die Querdehnungszahl ν des Gussasphalts nicht bestimmt wurde, ist sie unter der Annahme ermittelt worden, dass der Gussasphalt inkompressibel ist. Der Kompressionsmodul ist mit dem Schubmodul, das bei der tiefsten Temperatur (-10°C) ermittelt wurde, und mit einer Querdehnungszahl von 0.2 berechnet worden. Die Änderung der Querdehnungszahl mit der Temperatur ist mit den Versuchsergebnissen von Kim et al. 2004 kompatibel.

Die Berechnungen zeigen, dass bei fehlendem Verbund keine Zunahme der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen erfolgt. Die Zunahme der Biegesteifigkeit durch den Asphaltbelag beträgt bei der tiefsten Temperatur (-10°C) rund 0.2% der Biegesteifigkeit der Holzkonstruktion (ca. $338 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2$). Der Einfluss auf die Eigenfrequenzen ist von der gleichen Größenordnung und somit vernachlässig-

bar. Noch geringer sind die Änderungen der Dämpfung. Bei fehlendem Verbund haben Temperaturänderungen des Gussasphaltbelags deshalb keinen messbaren Einfluss auf die Eigenfrequenzen und Dämpfungen.

Bei vollständigem Verbund zwischen der Brückenplatte und dem Gussasphalt ist ein Einfluss feststellbar, denn der Gussasphalt ist die äusserste Schicht. Bei oft anzutreffenden Querschnitten von Balkenbrücken (Unterzüge mit Fahrbahnplatte, reine Fahrbahnplatte), hat die Gussasphaltschicht eine bedeutende Exzentrizität bezüglich des Schwerpunkts des Querschnittes. Gemäss der Steiner'schen Formel kann sie deshalb, insbesondere bei tieferen Temperaturen, einen wichtigen Beitrag zu den Querschnittswerten leisten.

Die Berechnungen gemäss der Formel (5.24) zeigen, dass im betrachteten Temperaturbereich die Eigenfrequenzen um ca. 40% zunehmen (Abbildung 6.5). Die Zunahme ist bezüglich der Referenzsituation, d.h. der Gussasphaltbelag wird nur als zusätzliche Masse berücksichtigt. Variationen des komplexen Moduls aufgrund verschiedener Anregungsfrequenzen sind ebenfalls klein (Abbildung 6.5).

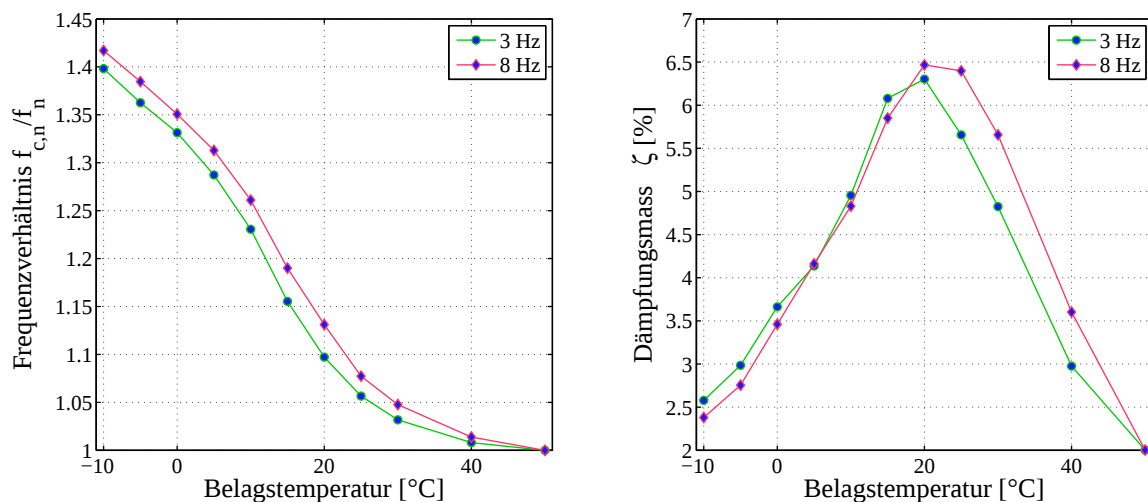


Abbildung 6.5: Relative Änderung der Eigenfrequenzen und Änderung des Dämpfungsmasses.

Wird das rechnerische Ergebnis mit den Messungen an der Brücke verglichen, so stellt man fest, dass die gemessenen relativen Änderungen der Eigenfrequenzen kleiner ausfallen. Wird als Bezugspunkt die Eigenfrequenz der Brücke bei hohen Belagstemperaturen gewählt, so betragen die relativen Änderungen zwischen 20 bis 25%. Die berechneten relativen Änderungen ergeben hingegen ca. 40%.

Während die Eigenfrequenzen mit abnehmender Belagstemperatur stetig zunehmen, weist die Dämpfung ein Maximum auf. Das Maximum wird bei einer Belagstemperatur von ca. 20 $^{\circ}\text{C}$ erreicht. Die Messungen der modalen Dämpfung bestätigen qualitativ dieses Verhalten (siehe Kapitel 4). Alle Dämpfungen der drei untersuchten Eigenschwingungen weisen vorerst eine Zunahme mit abnehmender Temperatur. Die maximale modale Dämpfung beträgt $\zeta \approx 4\%$. Mit weiter abnehmender Temperatur nehmen die modalen Dämpfungen wieder ab. Das Maximum der Dämpfung wird bei einer Belagstemperatur erreicht, die zwischen 15 und 25 $^{\circ}\text{C}$ liegt. Die Zunahme der Dämpfung ist jedoch wesentlich kleiner als die berechnete. Während die Berechnung eine maximale Dämpfung von $\zeta \approx 6\%$ voraussagt, beträgt die maximale gemessene Dämpfung $\zeta \approx 4\%$. Das zumindest qualitativ kohärente Verhalten der Dämpfung zwischen den Messungen und den Berechnungen ist ein weiterer Hinweis darauf, dass die beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen aus den Effekten der Temperaturänderung des Gussasphaltbelages herrühren.

6.4 Balkenmodell

Die in Kapitel 6.3.1 beschriebenen Formeln erlauben, auf einfache Weise den Einfluss des Gussasphaltbelags auf die Eigenfrequenzen und Dämpfungen von Balkenbrücken abzuschätzen. Eine genauere Berechnung des Einflusses des Gussasphaltbelags erfordert den Einsatz von komplexeren Modellen. In diesem Kapitel wird untersucht, ob die oft in der Ingenieurpraxis eingesetzten Balkenmodelle, die Resultate aus den Messungen wiedergeben können.

6.4.1 Bestimmung der Eigenfrequenzen und Dämpfungen

Zur Modellierung der Brücke wurden die Balkenelemente verwendet, die in Friedman & Kosmatka 1993 beschrieben sind. Die Elemente berücksichtigen die Schubverformung gemäss der Timoschenko-Balkentheorie (Timoshenko 1921). Die Implementation der Elemente und des Brückenmodells erfolgte mit Matlab®, um die Parametervariationen effizienter zu berechnen.

Gemäss Gleichung (5.16) führt die Berücksichtigung des komplexen Moduls zu folgendem Eigenwertproblem:

$$(-\omega^2 M + (K + iB \operatorname{sgn}(\omega)))\phi(\omega) = 0 \quad (5.27)$$

Die Massenmatrix M , die Steifigkeitsmatrix K und die Verlustmodul-Matrix B sind konstant, reell und symmetrisch. Die Verlustmodul-Matrix B wird berechnet, indem man den Verlustmodul des Gussasphalts berücksichtigt. Um die Lösung eines nichtlinearen Eigenwertproblems zu vermeiden, wird der Verlustmodul als unabhängig von der Frequenz gewählt. Die Dämpfung der Holzkonstruktion wird durch Gleichung (5.25) erfasst.

Die Lösungen des Eigenwertproblems (5.27) sind komplexe Eigenwerte und Eigenvektoren. Aus den Eigenwerten e_n lassen sich die Eigenfrequenzen und Dämpfungen wie folgt bestimmen:

$$e_n = a_n + ib_n = a_n \left(1 + i \frac{b_n}{a_n} \right) = \omega_n \left(1 + i \frac{\eta_n}{2} \right) \approx \omega_n (1 + i\zeta_n) \quad (5.28)$$

Womit

$$\omega_n = a_n \quad \text{und} \quad \zeta_n \approx \frac{b_n}{a_n} \quad (5.29)$$

sind.

6.4.2 Resultate

Das Modell bestand aus 57 Finiten Elementen. Beide Endauflager wurden in vertikaler und horizontaler Richtung gehalten. Die Rotation in der Modellebene waren frei drehbar. Bei den Auflagern über den Stützen war der Balken in vertikaler Richtung gehalten und in horizontaler Richtung frei verschieblich. Die Rotationen in der Modellebene waren frei drehbar. In den Gerbergelenken wurde die Rotation in der Modellebene als frei drehbar modelliert. In horizontaler und vertikaler Richtung wurde vollständiger Kraftschluss angenommen.

Neben der Masse der Holzbauteile und des Gussasphalts sind noch folgende Massen berücksichtigt worden: Geländer inkl. Konsolen und Pfosten mit 45 kg/m; Fahrbahnabschlüsse mit 22 kg/m; Werkleitungen mit 20 kg/m; Querträger (verteilt auf die Länge der Brücke) mit 11 kg/m. Diese Werte sind aus der statischen Berechnung der Brücke entnommen.

Tabelle 6.1: Materialkennwerte für die Vergleichsberechnung.

	Dichte [kg/m ³]	$E_{\parallel}$ -Modul [MPa]
Bauteile BSH-B	500	12'000
Bauteile MDH/A	430	8'500
Gussasphalt	2400	0

2.6.4.1 Modellkalibration

Mit der ersten Modellrechnung wurden die Ergebnisse der Bemessung durch den projektierenden Bauingenieur nachempfunden. Die eingesetzten Materialkennwerte sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst ($E_{\parallel}$ ist der Elastizitätsmodul in Faserrichtung) und entsprechen den Annahmen der Bemessung durch den projektierenden Ingenieur. Der Gussasphalt wurde nur als zusätzliche Masse berücksichtigt. Bei dieser Berechnung wurde der Balken als Schubsteif angenommen.

Laut Bemessung des Ingenieurs betrugen die Eigenfrequenzen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen der Brücke 2.85 Hz, 3.4 Hz und 5.5 Hz (Fuhrmann 2000). Die eigene Berechnung führte zu folgenden Eigenfrequenzen für die ersten drei Biege-Eigenschwingungen: 2.84 Hz, 3.38 Hz und 5.48 Hz.

Die Ergebnisse weichen wesentlich von den Messergebnissen ab, die bei hohen Belagstemperaturen erzielt wurden (Tabelle 6.2). Abgesehen von der 3. Eigenfrequenz sind die berechneten Eigenfrequenzen deutlich zu klein.

Tabelle 6.2: Eigenfrequenzen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen.

	1. Eigenfrequenz [Hz]	2. Eigenfrequenz [Hz]	3. Eigenfrequenz [Hz]
Messungen	3.20	4.00	5.60
Bemessungsmodell	2.84	3.38	5.48
Kalibriertes Modell	3.18	4.04	5.82

Mögliche Ursachen für die beobachteten Abweichungen sind:

- Höhere Elastizitätsmoduln der Baustoffe.
- Versteifende Wirkung des Geländers.
- Biegemomentübertragung durch die Gerber-Gelenke.
- Einspannung durch Reibung an den Endauflagern.
- Kleinere Rohdichten der Baustoffe.

Um eine bessere Übereinstimmung zwischen Messung und Modellrechnung zu erzielen, sind deshalb einige Modellparameter verändert worden. Die Modellparameter sind die Elastizitätsmoduln der Holzbauteile, die Dichte der Längsträger aus BSH, die Schubverformung der Holzbauteile und die Rotationssteifigkeit der Gerbergelenke. Durch Variation dieser Parameter konnte eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den Messungen und den Berechnungen erzielt werden (Tabelle 6.2). Die Berechnungen zeigten, dass ohne Einführung der Schubverformung die 3. Eigenfrequenz nicht

angepasst werden konnte. Auch die 2. Eigenfrequenz konnte ohne Einführung einer Rotationssteifigkeit der Gerber-Gelenke nicht zufriedenstellend in Übereinstimmung mit den Messungen gebracht werden.

Tabelle 6.3: Materialkennwerte des kalibrierten Modells.

	<i>Dichte</i> [kg/m ³]	<i>E_{II}-Modul</i> [MPa]	<i>G_{II}-Modul</i> [MPa]
Bauteile BSH-B	430	14'000	700
Bauteile MDH/A	430	10'000	500

Die Materialparameter des kalibrierten Modells sind in Tabelle 6.3 zusammengefasst. E_{II} ist der Elastizitätsmodul und G_{II} ist der Schubmodul in Faserrichtung. Eine allfällige versteifende Wirkung des Geländers ist im Elastizitätsmodul der Brettschichtholzträger integriert, da das Gelände im Querschnittsmodell nicht explizit berücksichtigt wurde. Die Schubmoduln sind in einem realistischen Wertebereich (Gsell et al. 2008). Der Korrekturkoeffizient des Timoshenko-Balkenmodells wurde näherungsweise mit $K = 0.55$ berücksichtigt. Dies entspricht dem Korrekturkoeffizienten eines dünnwandigen T-Querschnittes (Cowper 1966). Die Federsteifigkeit der Rotationsfedern der Gerbergelenke beträgt $1.0 \cdot 10^7$ Nm. Wie in Abbildung 6.6 dargestellt, hat sie nur einen geringen Einfluss auf die Modalformen.

Selbstverständlich gibt es noch weitere Parameterkombinationen, die zu ähnlich zufriedenstellenden Ergebnissen führen. Eine bessere Übereinstimmung zwischen gemessener und berechneter Eigenfrequenz der 3. Biege-Eigenschwingung könnte z.B. durch eine Anpassung des Korrekturkoeffizienten des Timoshenko-Balkenmodells erreicht werden. Auf diese Anpassung wurde verzichtet, da auch das 3D-Modell eine etwas zu grosse Eigenfrequenz voraussagt.

Auf eine explizite experimentelle Bestimmung der verschiedenen Material- und Modellparametern wurde verzichtet, weil dies den Budget- und Zeitrahmen des Projektes gesprengt hätte.

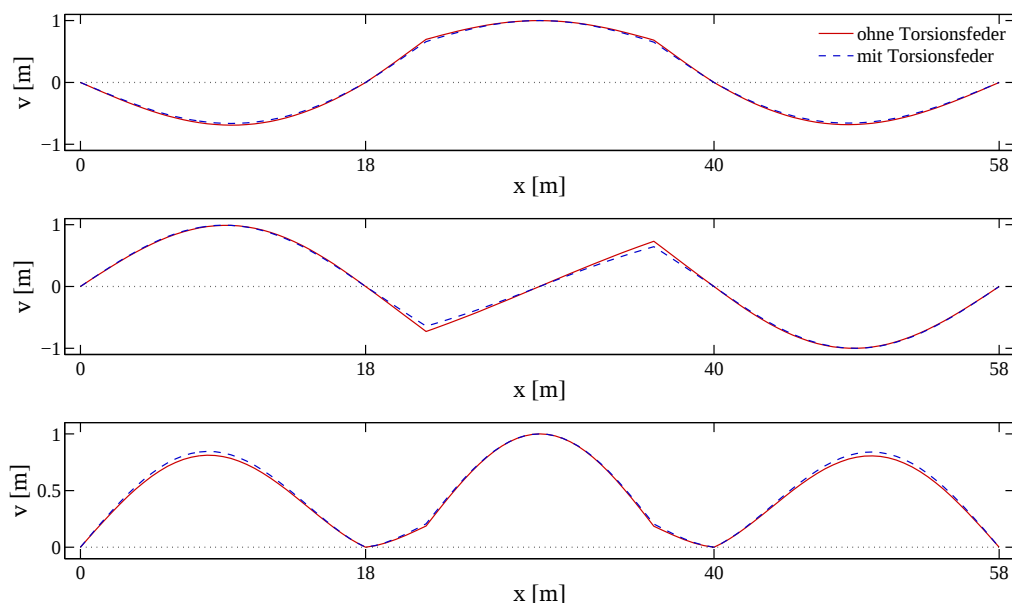


Abbildung 6.6: Modalformen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen.

2.6.4.2 Einfluss des Gussasphaltbelags

Mit dem kalibrierten Modell ist der Einfluss des Gussasphaltbelages bei verschiedenen Belagstemperaturen auf die Eigenfrequenzen und Dämpfungen der Brücke untersucht worden. Um die Bandbreite der Variationen des komplexen Moduls des Gussasphaltes bei verschiedenen Anregungsfrequenzen zu veranschaulichen, sind die Berechnungen mit dem komplexen Modul bei einer Anregungsfrequenz von 3 Hz und 8 Hz ausgeführt worden.

Die Abbildung 6.7 vergleicht die berechneten mit den gemessenen Eigenfrequenzen. Das Modell überschätzt die Änderung der Eigenfrequenzen zwischen tiefen und hohen Belagstemperaturen. Die Überschätzung variiert bezogen auf die gemessenen Änderungen zwischen ca. +30% (1. Eigenfrequenz) und ca. +55% (3. Eigenfrequenz). Eine bedeutende Überschätzung zwischen gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen wurde bereits in Laborversuchen bei Raumtemperatur festgestellt (Gsell et al. 2008).

Die gemessenen Eigenfrequenzen weisen eine gleichbleibende Zunahme über den gesamten Temperaturbereich. Die berechneten Eigenfrequenzen weisen hingegen unterhalb einer Belagstemperatur von ca. 25°C eine deutlich stärkere Zunahme als oberhalb dieser Temperatur.

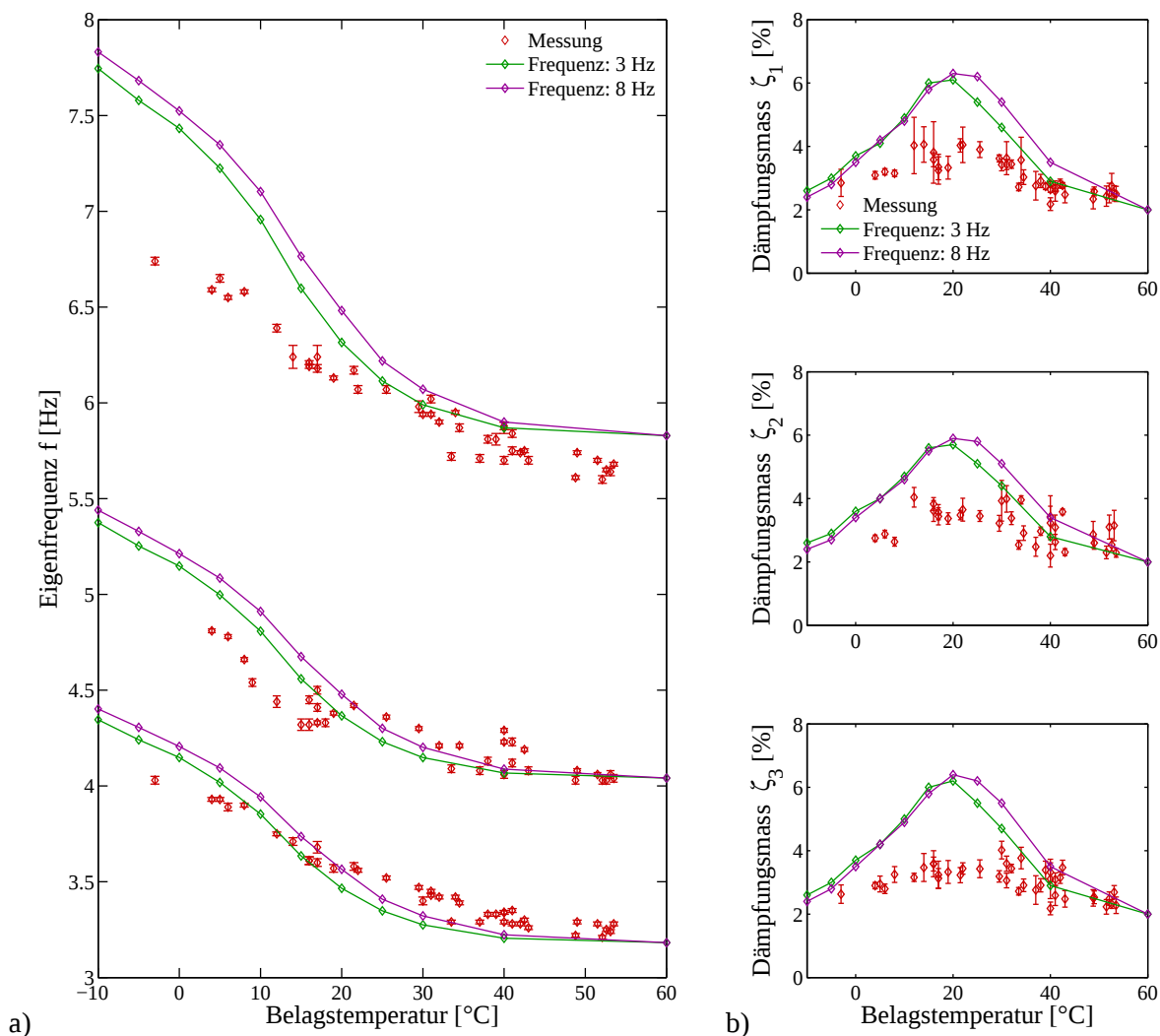


Abbildung 6.7: Gemessene und berechnete Eigenfrequenzen (a) und Dämpfungen (b) bei vollständigem Verbund.

Die berechneten Dämpfungsmasse zeigen einen Verlauf mit der Belagstemperatur, der qualitativ mit den gemessenen Dämpfungsmassen im Einklang ist. Kleine Dämpfungen bei tiefen und hohen Belagstemperaturen und hohe Dämpfungen im Temperaturbereich zwischen 10°C und 30°C. Die Berechnungen überschätzen jedoch die maximalen Dämpfungsmasse. Das Modell beschreibt das Verhalten der Dämpfung im untersuchten Temperaturbereich besser als das Modell, das in (Schubert et al. 2010) verwendet wurde, welches für hohe Belagstemperaturen hohe Dämpfungen voraussagte. Zudem erklärt das in diesem Kapitel eingesetzte Modell die hohen Dämpfungsmasse bei Raumtemperatur, die an der Laborbrücke bei Raumtemperatur (20–25°C) gemessen wurden (Gsell et al. 2008). Die relativen Änderungen der Eigenfrequenzen und die Dämpfungsmasse des Balkenmodells stimmen recht gut mit den geschätzten Werten aus 6.3.2 überein.

6.5 Balkenmodell mit partieller Schubübertragung

6.5.1 Modell

Das Balkenmodell mit vollständiger Schubübertragung zwischen der Holzplatte und dem Gussasphalbelags überschätzt sowohl die Änderung der Eigenfrequenzen von hohen zu tiefen Belagstemperaturen wie auch die Zunahme der Dämpfung im mittleren Temperaturbereich. Es ist daher naheliegend, das Balkenmodell so zu erweitern, dass eine partielle Schubübertragung berücksichtigt werden kann. Eine natürliche Erweiterung des oben eingesetzten Finiten Elements bietet das Finite Element (8 DOF), dass in Dall'Asta & Zona 2004 beschrieben wird. Da dieses Balkenmodell die Schubverformungen nicht berücksichtigt, wurde es gemäss der Timoshenko-Theorie erweitert.

Die Holzkonstruktion und der Gussasphalbelag werden als Timoshenko-Balken modelliert. Die Schubübertragung wird mittels einer elastischen Kopplung zwischen dem oberen Rand des Balkens, das die Holzkonstruktion modelliert, und dem unteren Rand des Balkens, das den Gussasphalbelag modelliert. Beide Balken haben dieselben vertikalen Verschiebungen und Querschnittsrotationen. Die horizontalen Verschiebungen der beiden Balken sind hingegen verschieden. Die Implementation der Elemente und des Brückenmodells erfolgte mit Matlab®.

6.5.2 Resultate

Die Berechnungen wurden mit den Parametern des kalibrierten Balkenmodells ausgeführt, die in Kapitel 2.6.4.1 beschrieben und in Tabelle 6.3 aufgelistet sind. Der Wert des Verbundkoeffizienten, der die elastische Kopplung zwischen den Balken modelliert, wurde so gewählt, dass die Berechnung die beobachtete Änderung der 1. Eigenfrequenz über den untersuchten Temperaturbereich (0.8 Hz) wiedergibt. Der gewählte Wert des Verbundkoeffizienten betrug 300 MPa.

Die Resultate sind in Abbildung 6.8 dargestellt. Die Änderungen der 1. und 2. Eigenfrequenzen werden recht gut wiedergegeben. Die Änderung der dritten Eigenfrequenz wird etwas unterschätzt. Die Zunahme der Eigenfrequenzen mit abnehmender Belagstemperatur ist nun wesentlich gleichmässiger als mit vollständigem Verbund.

Eine wesentliche Verbesserung wird auch bei der Wiedergabe der Dämpfungsmasse erzielt. Die maximalen Dämpfungsmasse verkleinern sich auf Werte, die zwischen 4% und 5% liegen.

Das gewählte Vorgehen ist rein heuristisch und diene vor allem der Abklärung, ob die Modellierung einer partiellen Schubübertragung eine bessere Übereinstimmung zwischen Messungen und Berechnungen erlaubt. Insgesamt darf diese Frage bejaht werden. Für die praktische Anwendung bleibt der Nutzen eines Modells mit partieller Schubübertragung jedoch gering, solange der quantitative Wert des Parameters der elastischen Kopplung aus den Messungen geschätzt werden muss. Dieser Wert kann nicht ohne weiteres auf eine andere Brücke übertragen werden.

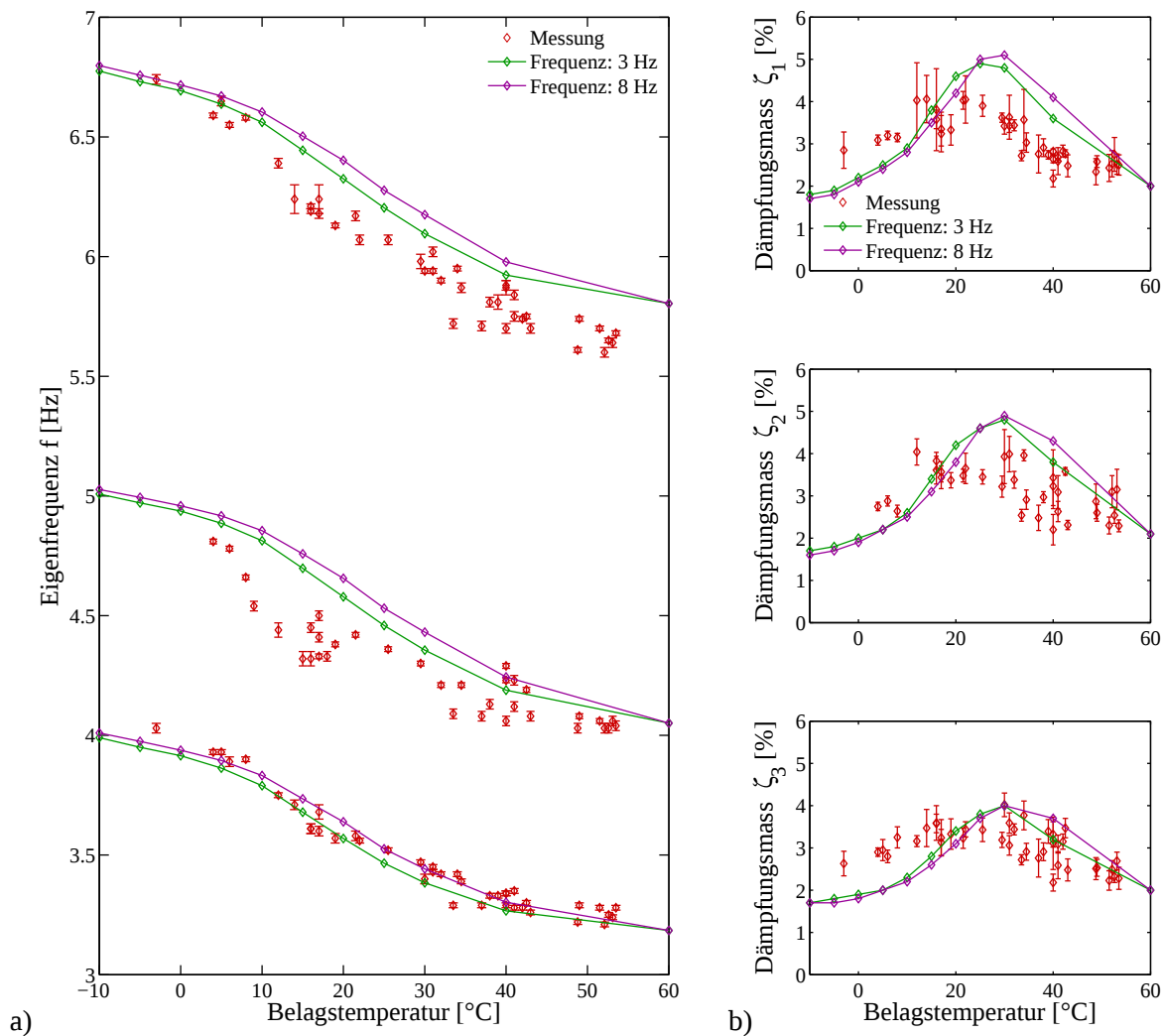


Abbildung 6.8: Gemessene und berechnete Eigenfrequenzen (a) und Dämpfungen (b) bei unvollständigem Verbund.

6.6 3D-Modell

Um die Resultate der Balkenmodelle zu überprüfen, wurden Berechnungen mit einem 3D-Modell der Brücke durchgeführt. Mehrere Annahmen und Vereinfachungen, die im Balkenmodell bezüglich der Schubsteifigkeit vorgenommen wurden, entfallen beim 3D-Modell.

6.6.1 Modell

Die Modellierung erfolgte mit dem Programm COMSOL Multiphysics. Das Modell ist in Abbildung 6.9 dargestellt. Bei beiden Widerlagern wurden die unteren Kanten der Träger in allen drei Richtungen festgehalten (unverschiebliche Lager). Die Lager bei den Stützen sind in Längsrichtung verschieblich angenommen.

Die Holzbauteile sind mit einem transversal-isotropen Material modelliert worden. Die bei der Berechnung eingesetzten Materialkennwerte sind in Tabelle 6.4 zusammengestellt. Die Materialkennwerte des Gussasphalts entsprechen den Versuchsergebnissen mit dem Belag aus dem Einbau 1, die in Gsell et al. 2008, Kapitel 6, Tabelle 6-3, festgehalten sind. Der Gussasphalt ist als inkompressibel ange-

nommen worden (siehe Abschnitt 6.3.2) und seine Dichte beträgt 2400 kg/m^3 . Der Verbundkoeffizient zwischen Brückenplatte und Belag beträgt 60.0 MPa/m .

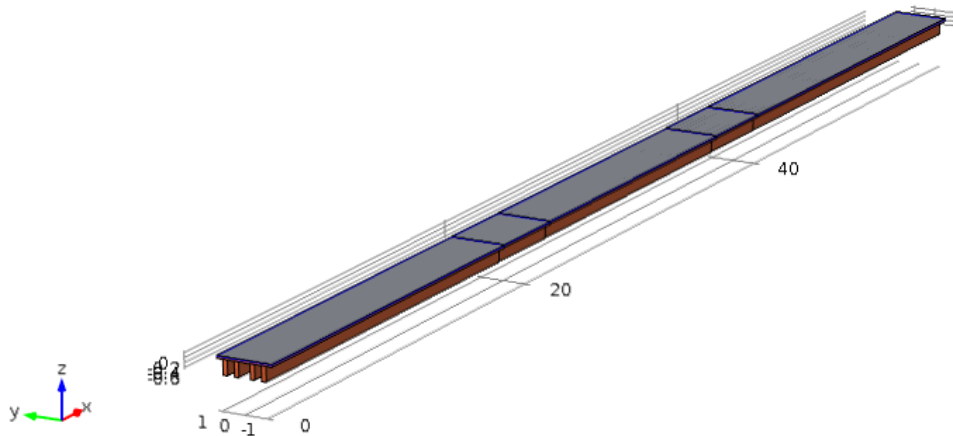


Abbildung 6.9: 3D-Modell der Brücke.

Bei den Gerbergelenken sind die vertikalen (z) und die transversalen (y) Freiheitsgrade für die anschließenden Träger identisch. In Längsrichtung sind die Träger nicht verbunden und übertragen somit keine Normalkraft und kein Moment. Auf die Einführung einer Torsionsfeder in den Gerbergelenken wurde verzichtet. Die Rotationssteifigkeit der Gerbergelenke wurde dadurch berücksichtigt, dass die Brückenplatte auch in den Gerbergelenken als durchlaufend modelliert wurde. Dies ergab eine relativ gute Übereinstimmung mit den Messwerten. Diese Modellierung ist kompatibel mit der Annahme, dass bei kleinen Schwingungsamplituden eine Kraftübertragung durch Reibung stattfindet. Der Gussasphaltbelag wurde hingegen bei den Gerbergelenken durch eine Fuge getrennt.

Tabelle 6.4: Materialkennwerte der Holzbauteile des 3D-Modells.

	Dichte [kg/m ³]	$E_{\parallel}$ [MPa]	$G_{\parallel\perp}$ [MPa]	$\nu_{\parallel\perp}$	$E_{\perp}$ [MPa]	$G_{\perp\perp}$ [MPa]	$\nu_{\perp\perp}$
Bauteile BSH-B	430	14'000	600	0.4	250	89.3	0.4
Bauteile MDH/A	430	10'000	700	0.4	250	89.3	0.4

6.6.2 Resultate

Die Modalformen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen entsprechen den Modalformen des Balkenmodells (Abbildung 6.6). Die Modalformen der ersten zwei Eigenschwingungen des 3D-Modells sind in Abbildung 6.10 dargestellt.

Der Verlauf der Eigenfrequenzen der ersten drei Biege-Eigenschwingungen mit der Belagstemperatur sind in Abbildung 6.11a) dargestellt. Mit der Annahme eines elastischen Verbundes zwischen der Brückenplatte und dem Belag und durch die Wahl eines geeigneten Verbundkoeffizienten kann eine gute Übereinstimmung zwischen den Messungen und den Resultaten des Modells erreicht werden.

Eine zufriedenstellende Übereinstimmung ist ebenfalls zwischen den gemessenen und berechneten Dämpfungsmassen zu beobachten. Die berechneten Dämpfungen überschätzen weiterhin teilweise die gemessenen Dämpfungen.

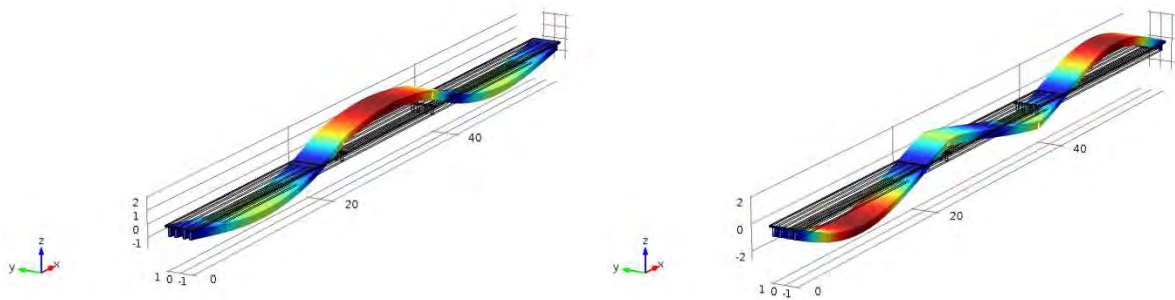


Abbildung 6.10: Modalformen der ersten zwei Biege-Eigenschwingungen der Brücke.

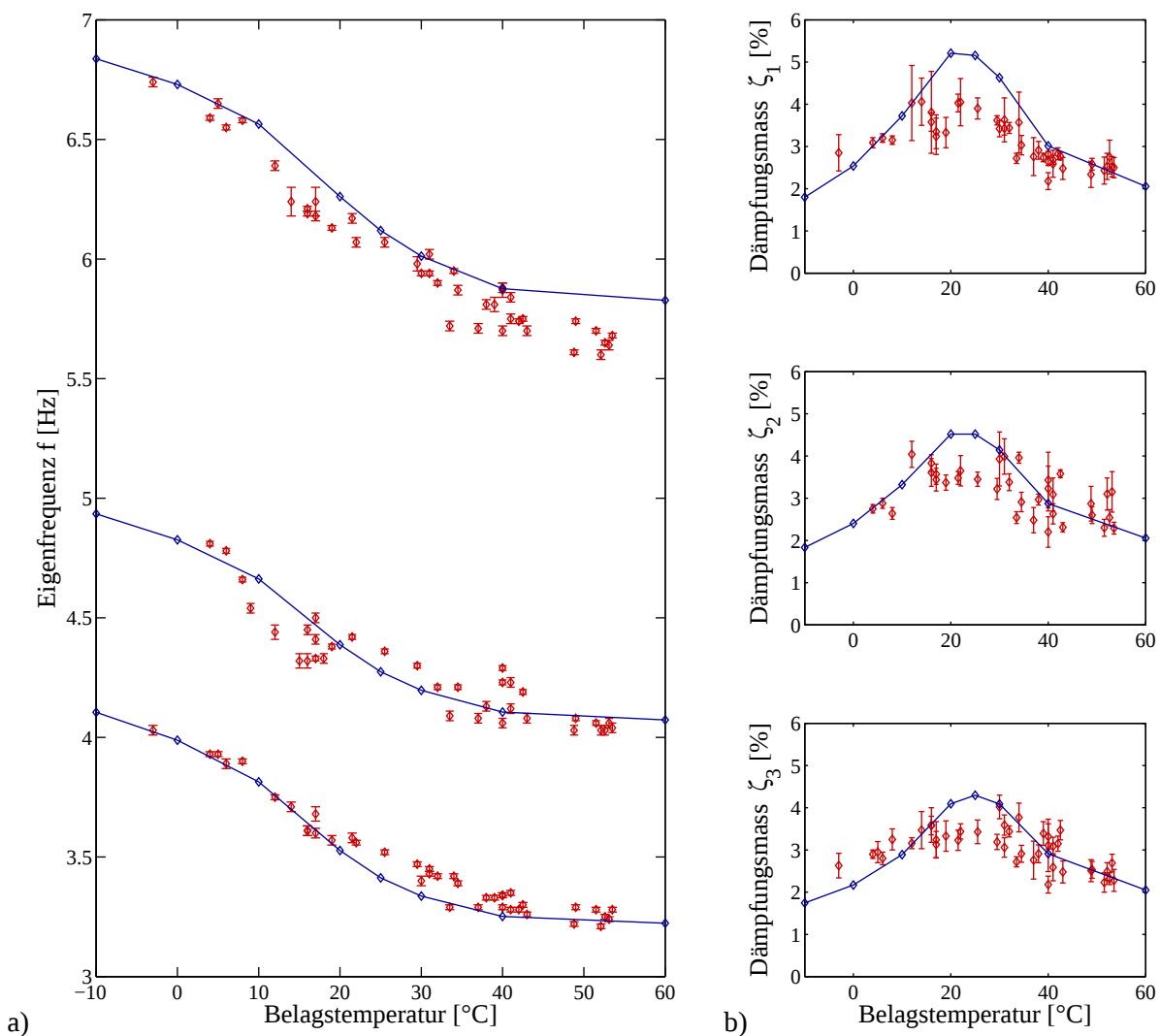


Abbildung 6.11: Gemessene und berechnete Eigenfrequenzen (a) und Dämpfungen (b) bei unvollständigem Verbund.

Insgesamt bestätigen die Resultate des 3D-Modells die Resultate des Balkenmodells mit partiellem Verbund. Das Balkenmodell weist im oberen Temperaturbereich etwas grössere Eigenfrequenzen auf als das 3D-Modell. Der Verbundkoeffizient des Balkenmodells (300 MPa) ist jedoch etwa doppelt so gross wie der Verbundkoeffizient des 3D-Modells (146 MPa), wenn dieser mit der Breite der Brücke

ckenplatte multipliziert wird. Aufgrund der vielen Annahmen, die beim Balkenmodell getroffen worden sind, ist der Unterschied zwischen den Verbundkoeffizienten noch akzeptabel.

6.7 Schlussfolgerungen

- Die Berechnungen zeigen, dass sowohl die Balkenmodelle wie auch das 3D-Modell die Versuchsergebnisse qualitativ richtig wiedergeben. Beide Modelle ergeben bei gleichen Modellparametern ähnliche Resultate.
- Unter der Annahme eines vollständigen Verbundes führen die Modelle im untersuchten Temperaturbereich zu einer Überschätzung der Zunahme der Eigenfrequenzen im Vergleich zu den gemessenen Eigenfrequenzen. In analoger Weise wird von den Modellen die Zunahme der Dämpfung überschätzt.
- Berechnungsergebnisse, die mit den Messungen besser übereinstimmen, werden unter der Annahme einer partiellen Schubübertragung zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag erzielt. Diese Annahme muss jedoch mit spezifischen Experimenten überprüft werden.
- Eine bessere Übereinstimmung zwischen Balkenmodell und 3D-Modell könnte durch Einführung eines Balkenmodells mit Verschiebungsfeldern höherer Ordnung erreicht werden (Heyliger & Reddy 1988). Diese Balkenmodelle kommen ohne Einführung eines Korrekturfaktors für die Schubsteifigkeit aus, der bei Querschnitten aus verschiedenen Materialien schwierig zu bestimmen ist.

6.8 Literatur

- Bachmann, H. (Ed.) (1995) *Vibration problems in structures. Practical guidelines*. Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland.
- Bert, C. W. (1973) Material damping: Introductory review of mathematical-models, measures and experimental techniques. *Journal of Sound and Vibration*, 29 (2), 129-153.
- Cowper, G. R. (1966) Shear coefficient in timoshenkos beam theory. *Journal of Applied Mechanics*, 33 (2), 335-340.
- Dall'Asta, A. & Zona, A. (2004) Slip locking in finite elements for composite beams with deformable shear connection. *Finite Elements in Analysis and Design*, 40 (13-14), 1907-1930.
- Friedman, Z. & Kosmatka, J. B. (1993) An improved 2-node Timoshenko beam finite-element. *Computers & Structures*, 47 (3), 473-481.
- Fuhrmann, C. (2000) Der neue Städtlisteg in Mellingen. *Schweizer Holzbau*, 66 (6), 8-11.
- Gsell, D., Gülzow, A., Hugener, M., Pizio, S., Schubert, S. & Steiger, R. (2008) *Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer*. Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Dübendorf.
- Heyliger, P. R. & Reddy, J. N. (1988) A higher-order beam finite-element for bending and vibration problems. *Journal of Sound and Vibration*, 126 (2), 309-326.
- Jones, D. I. G. (1970) Effect of free layer damping on response of stiffened plate structures. *Shock and Vibration Bulletin*, 41 (2), 105-120.
- Kim, Y. R., Seo, Y., King, M., Momen, M. & Trb (2004) Dynamic modulus testing of asphalt concrete in indirect tension mode. *Bituminous Paving Mixtures 2004*. 163-173.

- Lakes, R. (2009) *Viscoelastic materials*. Cambridge University Press, Cambridge, USA.
- Oberst, H. (1952) Über die Dämpfung der Biegeschwingungen dünner Bleche durch fest haftende Beläge. *Acustica*, 2 (Akustische Beihefte, 4), 181-194.
- Oberst, H. (1954) Über die Dämpfung der Biegeschwingungen dünner Bleche durch fest haftende Beläge II. *Acustica*, 4 (Akustische Beihefte, 4), 433-444.
- Schubert, S., Gsell, D., Steiger, R. & Feltrin, G. (2010) Influence of asphalt pavement on damping ratio and resonance frequencies of timber bridges. *Engineering Structures*, 32 (10), 3122-3129
- Timoshenko, S. P. (1921) On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars. *Philosophical Magazine*, 41 (245), 744-746.
- Weber, B. (2002) Tragwerksdynamik, Vorlesung Herbstsemester 2011, ETH Zürich. <http://e-collection.library.ethz.ch/view/eth:25624>, Zürich.

7. Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die Praxis

7.1 Schlussfolgerungen

7.1.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Kurz zusammengefasst lauten die wichtigsten Ergebnisse dieser Arbeit:

- Die Ergebnisse aus den periodischen Messungen und dem Monitoring an der Fussgängerbrücke Städtlisteg in Mellingen haben gezeigt, dass bedeutende Änderungen der Eigenfrequenzen auftreten. Die Eigenfrequenzen weisen eine starke Korrelation mit der Belags- und der Lufttemperatur auf. Die Eigenfrequenzen nehmen generell mit abnehmenden Belags- und Lufttemperatur zu. Bezogen auf die Eigenfrequenzen bei hohen Belags- und Lufttemperaturen betragen die Änderungen der Eigenfrequenzen ca. 25%.
- Die Ergebnisse aus den periodischen Messungen an der Fussgängerbrücke Städtlisteg in Mellingen zeigen, dass auch bedeutende Änderungen der modalen Dämpfungen auftreten. Die modalen Dämpfungen weisen ein komplexeres Verhalten als die Eigenfrequenzen auf. Sie weisen bei Belagstemperaturen zwischen 15°C und 30°C ein Maximum auf. Bei tieferen und höheren Belagstemperaturen nehmen die modalen Dämpfungen wieder ab. Die relative Zunahme der modalen Dämpfungen bezogen auf die modalen Dämpfungen bei hohen Temperaturen beträgt ca. 100%.
- An zwei weiteren Brücken konnten mit Messungen bei zwei unterschiedlichen Temperaturen ebenfalls bedeutende Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen nachgewiesen werden.
- Messungen bei einer starken Änderung der Belagstemperatur pro Zeiteinheit weisen darauf hin, dass die mit der Temperaturänderung verbundene Änderung des Speicher- und Verlustmoduls des Gussasphaltbelages als Ursache für die beobachtete Änderung der Eigenfrequenzen ist.
- Die in dieser Arbeit eingesetzten theoretischen Modelle, die eine Änderungen des Speicher- und Verlustmoduls eines Gussasphaltes mit der Temperatur berücksichtigen, sind in der Lage, das an der Fussgängerbrücke Städtlisteg beobachtete Verhalten der Eigenfrequenzen und der modalen Dämpfungen qualitativ korrekt widerzugeben.
- Die Modellannahme eines vollständigen Verbundes zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag überschätzt die an der Fussgängerbrücke Städtlisteg in Mellingen beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen.
- Das Modell mit einem elastischen Schubverbund zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag erzielt eine bessere Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Änderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen.

7.1.2 Fazit

Insgesamt liefern die experimentellen und theoretischen Ergebnisse wichtige Hinweise darauf, dass die mit der Temperaturänderung verbundene Änderung des Speicher- und Verlustmoduls des Gussasphaltbelages die Ursache für die an der Fussgängerbrücke Städtlisteg beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen und der modalen Dämpfungen ist. Messungen an zwei weiteren Brücken bei unterschiedlichen Luft- und Belagstemperaturen zeigen ebenfalls deutliche Änderungen der Eigenfrequenzen und teilweise auch der Dämpfungen. Da die detaillierten Messungen ausschliesslich an einer ein-

zigen Brücke erzielt wurden, sind weitere Messungen an Fussgängerbrücken mit Gussasphaltbelag erforderlich, um die Hypothese zweifelsfrei zu bestätigen.

Die in diesem Projekt beobachteten Änderungen der Eigenfrequenzen bestätigen die generell versteifende Wirkung des Gussasphaltbelages bei Schwingungen, die im Rahmen des Forschungsprojektes „Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer“ (Gsell et al. 2008) an der Laborbrücke beobachtet wurde. Die versteifende Wirkung ist jedoch stark von der Belagstemperatur abhängig.

Die in diesem Projekt beobachteten Änderungen der modalen Dämpfungen bestätigen nur beschränkt die an der Laborbrücke beobachteten starken Zunahmen der Dämpfung. Einerseits fällt die Zunahme der Dämpfung deutlich geringer aus und andererseits hängt die Zunahme der Dämpfung auch wesentlich von der Belagstemperatur ab. Bei tiefen und hohen Belagstemperaturen zeigen die experimentellen Ergebnisse und die theoretischen Modelle, dass nur eine geringe Zunahme der Dämpfung durch den Gussasphaltbelag erfolgt. Eine pauschale Zunahme der Dämpfung aufgrund des Gussasphaltbelages ist bei der Bemessung deshalb nicht ohne weiteres angebracht.

Vorerst ungelöst bleibt die Quantifizierung des Verbundes zwischen den Brückenplatte aus Holz und dem Gussasphaltbelag. Ähnlich wie bei der Laborbrücke führt die Annahme eines vollständigen Verbundes zu einer Überschätzung der Änderung der Eigenfrequenzen und der Dämpfungen. Weitere Forschung ist erforderlich, um diesen Aspekt zuverlässig zu quantifizieren.

Das Monitoring an der Fussgängerbrücke „Städtlisteg“ hat gezeigt, dass die beim Gebrauch der Brücke häufig auftretenden Schwingungsamplituden deutlich kleiner sind als die allgemein akzeptierten Grenzwerte der Gebrauchstauglichkeit für Fussgängerbrücken. Die Ursache dieser Beobachtung ist der Umstand, dass die Brücke vorwiegend durch die zweite harmonische der Schrittfrequenzen angeregt wird. Da bisher in der internationalen Fachliteratur keine Berichte vorliegen, dass eine Brücke durch die zweite harmonische der Schrittfrequenzen zu bedeutenden Schwingungen angeregt wurde, ist die Forderung der Norm SIA 260, die eine genaue Berechnung unter Berücksichtigung der Dämpfung für Fussgängerbrücken aus Holz mit Eigenfrequenzen bis zu 4.6 Hz verlangt, zu hinterfragen. Eine Einschränkung der Forderung auf eine genaue Berechnung für Fussgängerbrücken mit Eigenfrequenzen im Frequenzbereich der ersten harmonischen der Schrittfrequenzen dürfte angemessener sein (z.B. 1.6 Hz bis 2.4 Hz). Eine Ausweitung der genauen Berechnung auf Fussgängerbrücken mit Eigenfrequenzen bis zu 4.6 Hz sollte nur für Brücken mit sehr kleiner Dämpfung (z.B. $\zeta < 0.8\%$) erforderlich sein. Für Fussgängerbrücken aus Holz, die in der Regel ein Dämpfungsmass aufweisen, das grösser als 1% ist, könnte auf eine genaue Berechnung verzichtet werden, falls der Nachweis erbracht wird, dass die Grundfrequenz grösser als z.B. 2.4 Hz ist.

7.2 Empfehlungen für die Praxis

Änderung der Eigenfrequenzen

Die Änderungen der Eigenfrequenzen sollten bei der Bemessung einer Fussgängerbrücke berücksichtigt werden. Die Änderungen der Eigenfrequenzen werden unter der Annahme eines vollständigen Verbundes zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag berechnet. Zur Berechnung des unteren Grenzwertes der Eigenfrequenzen bei hohen Belagstemperaturen kann der Speichermodul (Elastizitätsmodul E) des Gussasphaltbelages vernachlässigt werden ($E = 0$ MPa). Die Berechnung des oberen Grenzwertes der Eigenfrequenzen erfolgt mit dem Speichermodul (Elastizitätsmodul E) des Gussasphaltbelages bei tiefen Temperaturen (z.B. -10°C). Die Berechnung der Querschnittswerte erfolgt nach den üblichen Verfahren der Baustatik. Falls der Speichermodul als Schubmodul vorliegt, so soll die Umrechnung auf den Elastizitätsmodul E mit der Querdehnungszahl $\nu = 0.2$ erfolgen.

Für die Bemessung sind die Eigenfrequenzen (massgebenden Eigenfrequenzen) zwischen dem unteren und oberen Grenzwert der Eigenfrequenzen zu verwenden, welche die ungünstigsten Schwingungsamplituden hervorrufen, sofern sie innerhalb des von der Norm 260 festgelegten Frequenzintervalls (1.6 – 4.5 Hz) fallen. Wird die Bemessung z.B. gemäss Eurocode 5-2 (EN 2003) ausgeführt, so entspricht die massgebende Eigenfrequenz der Frequenz, die den grössten Beiwert k_{vert} aufweist.

Änderung der Dämpfung

Aufgrund des unvollständigen Kenntnisstandes soll vorerst im Allgemeinen auf eine Berücksichtigung der zusätzlichen Dämpfung aus dem Gussasphaltbelag verzichtet werden. Ist die für die Bemessung massgebende Eigenfrequenz mit Temperaturen am unteren und oberen Ende des Temperaturbereiches assoziiert, so ist die zusätzliche Dämpfung aus dem Gussasphaltbelag ohnehin zu vernachlässigen. Ist die für die Bemessung massgebende Eigenfrequenz mit Temperaturen im mittleren Teil des Temperaturbereiches assoziiert, so kann ein vorsichtiger Wert der zusätzlichen Dämpfung berücksichtigt werden, falls mit einem guten Verbund zwischen der Holzkonstruktion und dem Gussasphaltbelag gerechnet werden kann.

Ausführung von dynamischen Messungen

Aufgrund der Temperaturänderungen des Asphaltbelages können die Eigenfrequenzen und Dämpfungen beträchtlichen Änderungen unterworfen sein. Um die gesamte Spanne der Änderung der Eigenfrequenzen zu erfassen, sind Messungen bei tiefen und hohen Belagstemperaturen auszuführen. Die Bestimmung der Dämpfung der Holzkonstruktion hat mit Messungen bei Belagstemperaturen über 50°C zu erfolgen. Die Bestimmung der zusätzlichen Dämpfung aus dem Gussasphaltbelag hat mit Messungen bei Belagstemperaturen zwischen 10°C und 30°C zu erfolgen.

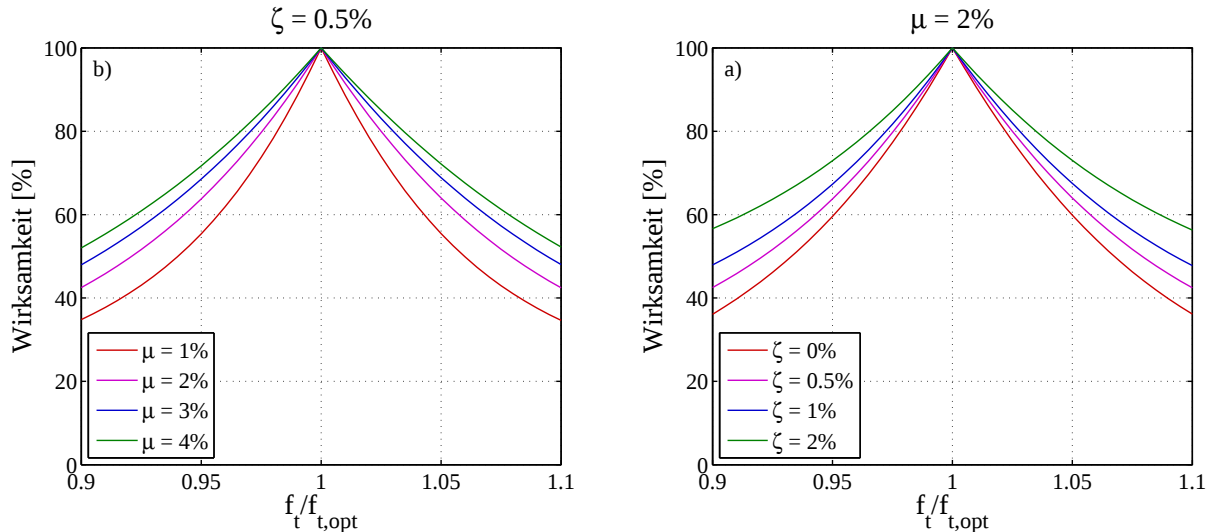


Abbildung 7.1: Einfluss der Tilgermasse (a) und der Brückendämpfung (b) auf die Wirksamkeit eines verstimmten Tilgers (μ ist das Verhältnis der Tilgermasse zur modalen Masse der Brücke, ζ ist die modale Dämpfung der Brücke, f_t ist die verstimmte Eigenfrequenz des Tilgers und $f_{t,opt}$ ist die optimale Eigenfrequenz des Tilgers)

Auslegung eines Schwingungstilgers

Die Effektivität eines Schwingungstilgers hängt stark von einer guten Abstimmung zwischen der Eigenfrequenz der Brücke und der Eigenfrequenz des Schwingungstilgers ab (Abbildung 7.1). Änderungen der Eigenfrequenzen, wie sie an Fussgängerbrücken mit Gussasphaltbelag zu erwarten sind, führen zu einer Verstimmung des Schwingungstilgers und daher zu einem drastischen Verlust seiner

Wirksamkeit (Petersen 2001, Butz & Distl 2008). Dieser Verlust der Wirksamkeit muss bei der Auslegung eines Schwingungstilgers berücksichtigt werden.

Wird bereits in der Planungsphase der Fussgängerbrücke der Einbau eines Schwingungstilgers zur Bedämpfung von Schwingungen vorgesehen, so ist ein Gussasphaltbelag generell zu vermeiden, da die Wirksamkeit des Tilgers durch die Änderungen der Eigenfrequenz stark reduziert wird.

Kann aus anderen Gründen ein Gussasphaltbelag nicht vermieden werden oder soll eine bereits ausgeführte Fussgängerbrücke mit Asphaltbelag mit einem Schwingungstilger bedämpft werden, so soll der Schwingungstilger auf die massgebende Eigenfrequenz ausgelegt werden. Die Auslegung erfolgt ohne Berücksichtigung der zusätzlichen Dämpfung aus dem Gussasphaltbelag. Der Verlust der Wirksamkeit des Schwingungstilgers kann vermindert werden, indem die Masse des Schwingungstilgers vergrössert wird (Abbildung 7.1a). Da neben der Verstimmung des Tilgers durch den Gussasphaltbelag auch Temperaturänderungen der Dämpferflüssigkeit des Schwingungstilgers eine Verstimmung des Schwingungstilgers verursachen (Weber & Feltrin 2010, Feltrin & Weber 2010), ist bei der Bemessung nur die Hälfte der rechnerischen Effektivität eines Schwingungstilgers anzusetzen.

Bei einer modalen Dämpfung, die grösser als $\zeta = 1.0\%$ ist, soll ein Schwingungstilger nur zur Bedämpfung von Eigenschwingungen eingesetzt werden, die durch die ersten harmonischen der Schrittfrequenz eines Fussgängers angeregt werden können.

7.3 Literatur

Butz, C. & Distl, J. (2008) Personen-induzierte Schwingungen von Fussgängerbrücken. *Stahlbau-Kalender*. Ernst & Sohn, Berlin.

EN 5-2 (2003) prEN 1995-2, Eurocode 5, Design of timber structures, Part 2: Bridges. November 2004, European Committee for Standardization, Brussels.

Feltrin, G. & Weber, B. (2010) Temperatur- und Langzeitverhalten von Schwingungstilgern bei Fussgängerbrücken. In *Proceedings of the 13. Symposium Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen*, Dübendorf, 18. Juni 2010.

Gsell, D., Gülzow, A., Hugener, M., Pizio, S., Schubert, S. & Steiger, R. (2008) *Schwingungsverhalten von seilverspannten Holzplattenbrücken für Fussgänger und Radfahrer*. Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Dübendorf.

Petersen, C. (2001) *Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau*. Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München.

Weber, B. & Feltrin, G. (2010) Assessment of long-term behavior of tuned mass dampers by system identification. *Engineering Structures*, 32 (11), 3670-3682.