



Validierung des Modells zur Berechnung der dynamischen Einwirkung der Bremskraft auf Strassenbrücken

**Validation du modèle pour le calcul de l'action dynamique
de la force de freinage sur les ponts routiers**

**Validation of the model for computing the dynamic action of
the braking force on road bridges**

**Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
Abteilung Ingenieur-Strukturen
Glauco Feltrin**

**Forschungsprojekt AGB 2017/002 auf Antrag der Arbeitsgruppe
Brückenforschung (AGB)**

Oktober 2021

704

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Validierung des Modells zur Berechnung der dynamischen Einwirkung der Bremskraft auf Strassenbrücken

**Validation du modèle pour le calcul de l'action dynamique
de la force de freinage sur les ponts routiers**

**Validation of the model for computing the dynamic action
of the braking force on road bridges**

**Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
Abteilung Ingenieur-Strukturen
Glauco Feltrin**

**Forschungsprojekt AGB 2017/002 auf Antrag der Arbeitsgruppe
Brückenforschung (AGB)**

Oktober 2021

704

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Glauco Feltrin, Empa

Mitglieder

Robert Widmann, Empa

Slavko Tudor, Empa

Matteo Breveglieri, Empa

Begleitkommission

Präsident

Dr. Hansrudolf Ganz

Mitglieder

Dr. Eckart Hars

Fritz Ruchti

Dr. Armand Fürst

Prof. Alain Nussbaumer (Gast)

KO-Finanzierung des Forschungsprojekts

Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé	9
Summary	11
1 Einführung	13
1.1 Problemstellung	13
1.2 Stand der Forschung	14
1.3 Ziel und Vorgehen	16
1.4 Aufbau des Berichts	17
2 Versuche an modernen Elastomerlagern	19
2.1 Bewehrte Elastomerlager	19
2.1.1 Aufbau	19
2.1.2 Mechanische Eigenschaften von Elastomeren	19
2.1.3 Mechanische Eigenschaften von bewehrten Elastomerlagern	21
2.2 Versuche	23
2.2.1 Ziel	23
2.2.2 Versuchskörper	23
2.2.3 Versuchsaufbau	23
2.2.4 Versuchsprogramm	24
2.2.5 Versuchsdurchführung	25
2.2.6 Anmerkungen	26
2.3 Resultate der zyklischen Versuche	27
2.3.1 Auswertung	27
2.3.2 Einfluss der Amplitude	29
2.3.3 Einfluss der Temperatur	29
2.3.4 Einfluss der Anregungsfrequenz	30
2.3.5 Einfluss der Auflast	30
2.3.6 Einfluss der Vorverformung	31
2.3.7 Umkehrung des Amplitudenverlaufs	32
2.4 Fazit	33
3 Versuche an Elastomerkleinproben	35
3.1 Versuche	35
3.1.1 Ziel	35
3.1.2 Versuchskörper	35
3.1.3 Versuchsaufbau	35
3.1.4 Versuchsprogramm	36
3.1.5 Versuchsdurchführung	37
3.1.6 Anmerkungen	37
3.2 Resultate der zyklischen Versuche	38
3.2.1 Auswertung	38
3.2.2 Einfluss der Amplitude	38
3.2.3 Einfluss der Temperatur	39
3.2.4 Einfluss der Anregungsfrequenz	40
3.2.5 Einfluss der Vorverformung	41
3.3 Resultate der Relaxationsversuche	42
3.4 Erster Belastungszyklus	45
3.5 Fazit	47
4 Versuche an den Elastomerlagern des Viaduc de Matran	49
4.1 Versuche	49
4.1.1 Einführung	49

4.1.2	Ziel	49
4.2	Versuchskörper	49
4.2.1	Versuchsprogramm	51
4.2.2	Auswertung	52
4.3	Resultate der zyklischen Versuche	52
4.3.1	Einfluss der Amplitude	52
4.3.2	Einfluss der Anregungsfrequenz	53
4.3.3	Einfluss der Auflast	53
4.3.4	Einfluss der Vorverformung	54
4.4	Fazit	55
5	Modell eines Elastomerlagers	57
5.1	Einführung	57
5.2	Viskoelastische Modelle	57
5.2.1	Kelvin-Voigt-Modell	57
5.2.2	Standard-Festkörpermodell	58
5.3	Viskoplastisches Modell	61
5.3.1	Formulierung	62
5.4	Bestimmung der Modellparameter	65
5.4.1	Modellparameter	66
5.5	Fazit	72
6	Bremsversuche	75
6.1	Bauwerk	75
6.2	Messprogramm	77
6.3	Messsystem	79
6.3.1	Messsystem an der Brücke	79
6.3.2	Messsystem an den Fahrzeugen	81
6.4	Resultate	83
6.4.1	Bremskinematik des Fahrzeugs	83
6.4.2	Antwort der Brücke	87
6.4.3	Bremskraft	96
6.5	Fazit	98
7	Brückenmodell und Interpretation der Bremsversuche	101
7.1	Einführung	101
7.2	Brückenmodell	101
7.2.1	Mathematische Formulierung	102
7.2.2	Modellparameter	103
7.3	Resultate der Simulation	105
7.4	Interpretation der Versuche Richtung Vevey	107
7.5	Interpretation der Versuche Richtung Bern	114
7.6	Fazit	120
8	Evaluation des linearen Brückenmodells	123
8.1	Einführung	123
8.2	Annahmen	123
8.3	Einfluss der Nichtlinearität	124
8.4	Einfluss der Modellparameter der Lager	128
8.5	Einfluss der Temperatur	129
8.6	Fazit	130
9	Abschliessende Bemerkungen	133
	Literaturverzeichnis	137
	Verdankung	139
	Projektabschluss	141

Zusammenfassung

Im Forschungsprojekt AGB2011/003 „Aktualisierte Bremskräfte zur Überprüfung von Strassenbrücken“ wurde ein neues stochastisches Modell entwickelt, um Bremskräfte auf Strassenbrücken zu berechnen. Das Modell berücksichtigt Verkehrsdaten des Schweizerischen Strassennetzes und Daten aus Feldversuchen mit instrumentierten Fahrzeugen um Bremsereignisse möglichst wirklichkeitsnah zu simulieren. Bremskräfte sind veränderliche Einwirkungen, die ein dynamisches Verhalten der Brücke hervorrufen. Im Modell wird das dynamische Verhalten der Brücke mit einem linearen, moderat gedämpften Einmassenschwinger (Masse-Feder-Dämpfer-System) modelliert. Diese Modellannahme, die experimentell nicht validiert worden war, wurde damit begründet, dass die Längssteifigkeit des Überbaus einer Balkenbrücke in der Regel sehr gross ist, sodass sich der Brückenträger in Längsrichtung wie ein starrer Körper bewegt. Vorausgesetzt wurde auch, dass eine Linearisierung der Längssteifigkeit und Dämpfung ausreichend genaue Resultate liefern. Diese Modellannahmen wurden auch aus der praktischen Erwägung getroffen, den Berechnungsaufwand für die umfangreichen Monte-Carlo-Simulationen zur Ermittlung des charakteristischen Werts der Bremskraft drastisch zu reduzieren.

Diese Arbeit widmet sich der Klärung des dynamischen Verhaltens einer schwimmend gelagerten Brücke bei einem Bremsereignis. Da das dynamische Verhalten solcher Brücken bei Anregung durch Bremskräfte experimentell noch nie untersucht worden war, wurden Versuche an der Brücke "Viaduc de Matran" auf der Autobahn A12 durchgeführt. Die Brücke war mit bewehrten Elastomer-Blocklagern ausgerüstet. Da die Längssteifigkeit der Brücke von den Lagern dominiert war und aus der Fachliteratur keine ausreichend detaillierten, quantitativen Informationen zum dynamischen Verhalten (Steifigkeit, Dämpfung, Nichtlinearität) dieser Lager aufzufinden waren, wurden zyklische Belastungsversuche an den Elastomer-Blocklagern der Versuchsbrücke und modernen Elastomer-Blocklagern durchgeführt. Um den Temperatureinfluss auf die Lager zu erfassen, wurden zyklische Belastungsversuche an Elastomer-Kleinproben ausgeführt. Die daraus ermittelten Daten wurden verwendet, um ein nichtlineares Modell eines bewehrten Elastomer-Blocklagers zu entwickeln und seine Modellparameter zu kalibrieren. Das Lagermodell wurde anschliessend in ein nichtlineares Brückenmodell integriert, mit dem die Versuche an der Brücke simuliert wurden. Der Vergleich der Messdaten aus den Bremsversuchen mit den Ergebnissen der Modellsimulationen erlaubte schliesslich die Interpretation der Messresultate und die Grenzen der Anwendbarkeit des linearen Brückenmodells, das im Forschungsprojekt AGB2011/003 eingesetzt wurde, zu beurteilen.

Mit den Versuchen an den Elastomerlagern und an den Elastomerkleinproben konnten Ergebnisse erarbeitet werden, die in diesem Detaillierungsgrad in der Fachliteratur nicht auffindbar sind. Die Lager zeigen ein in Funktion der Scherverformung deutlich nichtlineares Verhalten, wobei die Steifigkeit mit zunehmender Amplitude der Verformung abnimmt. Mit abnehmender Temperatur werden die Lager ebenfalls steifer. Die Herstellerwerte der Lagersteifigkeit gelten für grosse Verformungen bei Raumtemperatur. Das Energiedissipationsvermögen der Lager ist bemerkenswert, obwohl die untersuchten Lager nicht für die Dämpfung von Schwingungen infolge Erdbebeneinwirkungen vorgesehen sind. Bei Raumtemperatur beträgt das Lehrsche Dämpfungsmass an der Brücke "Viaduc de Matran" mehr als 9%. Mit abnehmender Temperatur nimmt das Energiedissipationsvermögen der Lager sogar noch deutlich zu.

Die Versuche an der Brücke zeigen, dass keine Kopplung zwischen Längs- und Biege- oder Torsionsschwingungen auftritt. Zur Beschreibung des Verhaltens einer Brücke bei einem Bremsereignis ist daher ein Einmassenschwingermodell eine zutreffende Annahme. Bedeutende Biegeschwingungen traten erst durch den Ruck des bremsenden Fahrzeuges kurz vor dem Halt auf. Die Widerlager der Brücke führten höchstens Verformungen in der Grössenordnung von einigen 1/10 mm aus. Die Versuche an der Brücke zeigten aber auch, dass sie sich deutlich steifer verhielt, als aufgrund der Versuchsergebnisse der Lagerversuche zu erwarten war. Zudem verhielt sich die Brücke

in verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedlich. Die Ursache für das beobachtete Verhalten konnte nicht abschliessend geklärt werden. Die Tragstruktur aus Stahlbeton dürfte als Ursache nicht in Frage kommen, da sie recht zuverlässig beschrieben werden kann. Wie so oft bleiben die Lagerung der Brücke und sogenannte nichttragende Bauteile als wahrscheinliche Ursachen übrig.

Aufgrund dieses Verhalten der Brücke, konnte das nichtlineare Brückenmodell nicht vollständig validiert werden. Das Brückenmodell, ergänzt mit wenigen zusätzlichen einfachen Hypothesen, konnte jedoch das in den Versuchen beobachtete komplexe Verhalten der Brücke quantitativ recht genau simulieren. Mit diesem Modell konnte gezeigt werden, dass ein lineares Brückenmodell eine gute Näherung zur Bestimmung der Bremskräfte darstellt, sofern seine Eigenfrequenz und Dämpfung sich nicht wesentlich von der Eigenfrequenz und Dämpfung des nichtlinearen Brückenmodells während der Bremsphase der Fahrzeuge unterscheidet und das nichtlineare Verhalten der Brücke im Rahmen des in den Versuchen beobachteten nichtlinearen Verhalten der Elastomerlager bleibt. Aufgrund der mit abnehmender Temperatur zunehmenden Steifigkeit und Dämpfung der Lager nehmen die Bremskräfte mit abnehmender Temperatur tendenziell ab. Die Berechnung mit den Werten der Lager bei Raumtemperatur liefert daher tendenziell obere Grenzwerte der Bremskräfte. Für schwimmend auf Elastomerlager gelagerte Brücken dürfte das im Projekt AGB2011/003 gewählte Lehrsche Dämpfungsmass von 7% auch zur einer leichten Überschätzung der Bremskräfte führen. Das lineare Brückenmodell unterschätzt hingegen systematisch die Längsverschiebung der Brücke und zwar auch dann, wenn seine Eigenfrequenz und Dämpfung konsistent zur Eigenfrequenz und Dämpfung des nichtlinearen Brückenmodells gewählt wird.

Eine Verallgemeinerung der Ergebnisse dieser Arbeit ist immer mit Unsicherheiten verbunden, da nur eine Brücke und ein Typ von Lager untersucht werden konnte. Die Resultate zeigen jedoch, dass das im Projekt AGB2011/003 gewählte lineare Brückenmodell keine bedeutenden systematischen Fehler bei der Berechnung des charakteristischen Wert der Bremskraft hervorruft, sofern das nichtlineare Verhalten moderat bleibt. Hingegen, wie die Versuche am Viaduc de Matran deutlich gezeigt haben, liefert das lineare Brückenmodell bei einem sehr starken nichtlinearen Verhalten keine zuverlässigen Resultate mehr.

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche AGB2011/003 "Actualisation des forces de freinage pour la vérification des ponts routiers", un nouveau modèle stochastique a été développé pour calculer les forces de freinage sur les ponts routiers. Le modèle prend en compte les données de trafic du réseau routier suisse et les données d'essais des véhicules instrumentés afin de simuler les événements de freinage de manière aussi réaliste que possible. Les forces de freinage sont des effets variables qui provoquent un comportement dynamique du pont. Dans le modèle, ce comportement dynamique est modélisé par un oscillateur mono-masse linéaire et modérément amorti (système masse-ressort-amortisseur). Cette hypothèse de modèle, qui n'a pas été validée expérimentalement, a été justifiée par le fait que la rigidité longitudinale de la superstructure d'un pont à poutres est généralement très importante, de sorte que la poutre du pont se déplace comme un corps rigide dans la direction longitudinale. Il a également été supposé qu'une linéarisation de la rigidité longitudinale et de l'amortissement fournirait des résultats suffisamment précis. Ces hypothèses de modèle ont également été faites dans le but pratique de considérablement réduire l'effort de calcul pour les simulations de Monte Carlo nécessaires pour déterminer la valeur caractéristique de la force de freinage.

Ce travail est dédié à la clarification du comportement dynamique d'un pont avec articulation flottante pendant un événement de freinage. Comme le comportement dynamique de tels ponts sous l'excitation de forces de freinage n'avait jamais été étudié expérimentalement, des essais ont été réalisés sur le pont "Viaduc de Matran" sur l'autoroute A12. Le pont était équipé avec d'appuis en élastomère renforcé. Étant donné que la rigidité longitudinale du pont est dominée par les appuis et qu'aucune information quantitative suffisamment détaillée sur le comportement dynamique (rigidité, amortissement, non-linéarité) de ces appuis n'a pu être trouvée dans la littérature technique, des essais de charge cyclique ont été réalisés sur les appuis du pont "Viaduc de Matran" et sur des appuis modernes en élastomère renforcé. En outre, des essais de charge cyclique ont été effectués sur de petits échantillons d'élastomère afin d'analyser l'influence de la température sur les appuis. Les données obtenues à partir de ces essais ont été utilisées pour développer un modèle non linéaire d'un tel appui en élastomère renforcé et pour calibrer les paramètres du modèle. Le modèle d'appui a ensuite été intégré dans un modèle de pont non linéaire, qui a été dans la suite utilisé pour simuler les essais sur le pont. La comparaison des données obtenues par les essais de freinage avec les résultats des simulations du modèle a permis d'interpréter les résultats expérimentaux. Enfin, les limites d'applicabilité du modèle de pont linéaire, qui a été utilisé dans le projet de recherche AGB2011/003, ont été évaluées.

Les essais sur les appuis en élastomère et sur les petites éprouvettes en élastomère ont permis d'obtenir des résultats jusqu'à présent non disponibles à ce niveau de détail dans la littérature technique. Les appuis présentent un comportement clairement non linéaire en fonction de la déformation en cisaillement, la rigidité diminuant avec l'amplitude de la déformation. Les appuis deviennent également plus rigides lorsque la température diminue. Les valeurs de rigidité des appuis indiquées par le fabricant s'appliquent aux grandes déformations à température ambiante. La capacité de dissipation d'énergie des roulements est remarquable. Bien que les appuis testés ne soient pas destinés à amortir les vibrations induites par des tremblements de terre le taux d'amortissement du pont "Viaduc de Matran" à température ambiante est d'environ 9%. De plus, avec la diminution de la température, la capacité de dissipation d'énergie des appuis augmente encore plus.

Les essais sur le pont montrent qu'il n'y a pas de couplage entre les vibrations longitudinales et les vibrations de flexion ou de torsion. Un oscillateur mono-masse représente donc une hypothèse appropriée pour décrire le comportement d'un pont avec articulation flottante lors d'un événement de freinage. Des vibrations de flexion significatives ne se sont produites qu'en raison de la secousse du véhicule en train de freiner peu avant l'arrêt. Les culées du pont n'ont présenté que des déformations de l'ordre de quelques 1/10 mm. Cependant, les essais de freinage ont également montré

que le pont se comportait de manière beaucoup plus rigide que ce à quoi on pouvait s'attendre sur la base des résultats des essais d'appui. En outre, le pont s'est comporté différemment dans différentes directions de charge. La cause de cette différence dans le comportement observé n'a pas pu être clarifiée. Il est peu probable que la structure d'appui en béton armé en soit la cause, car elle peut être décrite de manière assez fiable. Comme souvent, l'appui du pont et les éléments dits non porteurs restent les causes les plus probables.

En raison de ce comportement du pont, le modèle de pont non linéaire n'a pas pu être complètement validé. Cependant, ce modèle de pont, complété par quelques hypothèses simples supplémentaires, a permis de simuler quantitativement le comportement complexe du pont observé dans les essais de manière assez précise. Avec ce modèle, on a pu montrer qu'un modèle de pont linéaire est une approximation efficace pour déterminer les forces de freinage, à condition que sa fréquence propre et son amortissement ne diffèrent pas significativement de ceux du modèle de pont non linéaire pendant la phase de freinage des véhicules et que le comportement non linéaire du pont reste dans les limites du comportement non linéaire des appuis en élastomère observé lors des essais. En raison de l'augmentation de la rigidité et de l'amortissement des appuis avec la diminution de la température, les forces de freinage ont tendance à diminuer avec une baisse de la température. Un calcul avec les valeurs des appuis à température ambiante tend donc à fournir des valeurs limites supérieures des forces de freinage. Pour les ponts soutenus par des appuis en élastomère, le taux d'amortissement de 7 % choisi dans le projet AGB2011/003 est susceptible de surestimer légèrement les forces de freinage. Le modèle de pont linéaire, quant à lui, sous-estime systématiquement le déplacement longitudinal du pont, même si sa fréquence naturelle et son amortissement sont choisis pour être cohérents avec la fréquence naturelle et l'amortissement du modèle de pont non linéaire.

Une généralisation des résultats de ce travail est toujours associée à des incertitudes, car seul un pont et un type d'appui ont pu être étudiés. Toutefois, les résultats montrent que le modèle linéaire de pont choisi dans le projet AGB2011/003 ne devrait pas produire d'erreurs systématiques significatives dans le calcul de la valeur caractéristique de la force de freinage, à condition que le comportement non linéaire du pont reste modéré. Comme l'ont montré les essais sur le Viaduc de Matran, le modèle linéaire de pont ne donne plus de résultats fiables lorsque le comportement non linéaire est très fort.

Summary

In the research project AGB2011/003 "Updated braking forces for the verification of road bridges", a new stochastic model was developed to calculate braking forces on road bridges. The model takes into account traffic data from the Swiss Road Network and data from international field tests with instrumented vehicles in order to simulate braking events as realistically as possible. Braking forces are variable actions that cause a dynamic behavior of the bridge. In the model, the dynamic behavior of the bridge is modelled with a linear, moderately damped single-mass oscillator (mass-spring-damper system). This model assumption, which has not been validated experimentally, was justified by the fact that the longitudinal stiffness of the superstructure of a beam bridge is usually very large, so that the bridge girder moves like a rigid body in the longitudinal direction. It was also assumed that a linearization of the longitudinal stiffness and damping would provide sufficiently accurate results. These model assumptions were also made from the practical consideration of drastically reducing the computational effort for the extensive Monte Carlo simulations that are necessary to determine the characteristic value of the braking force.

This work is dedicated to the clarification of the dynamic behavior of a bridge with floating articulation during a braking event. Since the dynamic behavior of such bridges under excitation by braking forces had never been investigated experimentally, tests were carried out on the bridge "Viaduc de Matran" that is situated on the A12 motorway. The bridge was equipped with reinforced elastomer bearings. Since the longitudinal stiffness of the bridge was dominated by the bearings and no sufficiently detailed, quantitative information on the dynamic behavior (stiffness, damping, nonlinearity) of these bearings could be found in the technical literature, cyclic load tests were carried out on the bearings of the test bridge and modern reinforced elastomer bearings. In addition, cyclic load tests were carried out on elastomeric small samples in order to analyze the temperature influence on the bearings. The data obtained from these tests were used to develop a non-linear model of a reinforced elastomeric bearing and to calibrate its model parameters. The bearing model was then integrated into a non-linear bridge model, which was used to simulate the tests on the bridge. Comparing the measurement data of the braking tests with the results of the model simulations allowed the interpretation of the measurement results. Finally the limits of applicability of the linear bridge model, which was used in the research project AGB2011/003 to determine the characteristic value of braking forces, was assessed.

The tests on the elastomeric bearings and on the elastomeric small specimens provided results that are not available in this level of detail in the technical literature. The bearings show a clearly non-linear behavior as a function of the shear deformation, whereby the stiffness decreases with increasing amplitude of the deformation. The bearings also become stiffer with decreasing temperature. The manufacturer's values of bearing stiffness apply to large deformations at room temperature. The energy dissipation capacity of the bearings is remarkable. Although the bearings tested are not intended for damping earthquake induced vibrations, at room temperature the damping ratio of the bridge "Viaduc de Matran" is about 9%. Furthermore, with decreasing temperature, the energy dissipation capacity of the bearings increases even more.

The tests on the bridge show that there is no coupling between longitudinal and bending or torsional vibrations. A single-mass oscillator is therefore an appropriate assumption for describing the behavior of a bridge during a braking event. Significant bending vibrations only occurred due to the jerk of the braking vehicle shortly before the stop. The abutments of the bridge showed deformations in the order of a few 1/10 mm. However, the braking tests also showed that the bridge behaved much more rigidly than was to be expected based on the results of the bearing tests. In addition, the bridge behaved differently in different load directions. The cause for the observed behavior could not be clarified. The reinforced concrete structure is unlikely to be the cause, as it can be described quite reliably. As so often, the bearing of the bridge and so-called non-load-bearing components remain as the most probable causes.

Due to this behavior of the bridge, the non-linear bridge model could not be completely validated. However, with the non-linear bridge model and a few additional simple hypotheses, the observed complex behavior of the bridge could still be simulated quantitatively with a good accuracy. With this non-linear model, it could be shown that a linear bridge model is a useful approximation for determining the braking forces, provided that the natural frequency and damping of the two models do not differ significantly from each other during the braking phase of the vehicles and the nonlinear behavior of the bridge remains within the limits of the nonlinear behavior of the elastomeric bearings observed in the tests. Due to the increasing stiffness and damping of the bearings with decreasing temperature, the braking forces tend to decrease with decreasing temperature. The calculation with the values of the bearings at room temperature therefore tends to deliver upper limit values of braking forces. For bridges supported by elastomeric bearings, the damping ratio of 7% selected in the project AGB2011/003 is likely to slightly overestimate the braking forces. The linear bridge model, on the other hand, systematically underestimates the longitudinal displacement of the bridge, even if its natural frequency and damping are chosen to be consistent with the natural frequency and damping of the non-linear bridge model.

A generalization of the results of this work is always associated with uncertainties, as only one bridge and one type of bearing could be investigated. However, the results show that the linear bridge model chosen in project AGB2011/003 should not produce significant systematic errors in the calculation of the characteristic value of the braking force, provided that the nonlinear behavior remains moderate. On the other hand, as the tests on the Viaduc de Matran have clearly shown, the linear bridge model does not give reliable results when the nonlinear behavior is very strong.

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Im Forschungsprojekt AGB2011/003 „Aktualisierte Bremskräfte zur Überprüfung von Strassenbrücken“ [5] wurde ein neues Modell entwickelt, um Bremskräfte auf Strassenbrücken zu berechnen. Das Modell berücksichtigt die Zusammensetzung des Verkehrs, die Abfolge der Fahrzeuge, deren Gewicht, Abmessungen, Geschwindigkeit und Abstand zum vorangehenden Fahrzeug, die Reaktionszeit des jeweiligen Fahrzeugführers und das Verzögerungsprofil der Geschwindigkeit jedes an einem Bremsvorgang beteiligten Fahrzeugs. Alle diese Grössen konnten durch Analyse umfangreicher Datenbestände (Messdaten aus der Verkehrszählung und gross angelegten Feldversuchen mit instrumentierten Fahrzeugen) statistisch charakterisiert und im Modell implementiert werden.

Mit diesen Grössen errechnet das Modell bei einem Bremsvorgang den Zeitverlauf der Anregungskraft, indem für alle involvierten Fahrzeuge die jeweilige Masse mit der Bremsverzögerung multipliziert wird, und führt anschliessend eine deterministische dynamische Berechnung durch, um die grösste Reaktionskraft der Brücke zu bestimmen. Dieser Wert, der das dynamische Verhalten der Brücke enthält, wird schliesslich verwendet, um den in den Tragwerksnormen definierten charakteristischen Wert der Bremskraft zu berechnen. Da Normenkräfte als stochastische Grössen gelten und durch Wiederkehrperiode und Überschreitungswahrscheinlichkeit definiert sind, werden abertausende dynamische Berechnungen (Monte-Carlo-Simulation) durchgeführt, um für eine spezifische Brückenlänge die Wahrscheinlichkeitsverteilung und daraus den charakteristischen Wert der Bremskraft zu bestimmen.

Im Modell wird das dynamische Verhalten der Brücke mit einem linearen, moderat gedämpften Einmassenschwinger (Masse-Feder-Dämpfer-System) modelliert. Diese Modellannahme, die experimentell nicht validiert worden war, wurde damit begründet, dass die Längssteifigkeit des Überbaus einer Balkenbrücke in der Regel sehr gross im Vergleich zur Längssteifigkeit der Pfeiler ist, sodass sich der Brückenträger in Längsrichtung wie ein starrer Körper bewegt. Zudem wurde angenommen, dass das dynamische Verhalten der Längsschwingungen einer Brücke ausreichend genau mit linearisierten Parametern der Längssteifigkeit und Dämpfung beschrieben werden kann. Diese Modellannahmen wurden auch aus der praktischen Erwägung getroffen, den Berechnungsaufwand für die umfangreichen Monte-Carlo-Simulationen zur Ermittlung des charakteristischen Werts der Bremskraft drastisch zu reduzieren.

Der mit dem neuen Modell berechnete charakteristische Wert der Bremskraft nimmt mit kleiner werdender Eigenfrequenz der Längsschwingung einer Brücke zu (Abb.1). Diese Zunahme wird durch die Schwingungen hervorgerufen, die durch die Masse der Brücke bedeutende Trägheitskräfte verursacht. Da die Anregungskraft durch die bremsenden Fahrzeuge grosse Kraftkomponenten im Frequenzbereich kleiner als 1 Hz aufweist, werden vor allem Brücken mit einer Eigenfrequenz der Längsschwingung, die kleiner als ca. 1 Hz ist, zu bedeutenden Längsschwingungen angeregt. Brücken mit einer Eigenfrequenz der Längsschwingung grösser als ca. 2 Hz zeigen hingegen bei Bremsvorgängen nur noch kleine Zunahmen der Bremskraft infolge der Trägheitskräfte. Bei in Längsrichtung sehr steifen Brücken ist die Bremskraft praktisch identisch mit dem Höchstwert der Anregungskraft, die von den bremsenden Fahrzeugen erzeugt wird.

Betroffen von der durch die Schwingungen der Brücke hervorgerufenen Zunahme der Bremskräfte sind daher insbesondere schwimmend gelagerte Brücken. Bei längeren Brücken erlaubt dieser Lagerungstyp die Zwängungskräfte aus Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen zu reduzieren. Eine in Längsrichtung schwimmende Lagerung wird auch zur Reduktion der Erdbebenbeanspruchung eingesetzt. Der Umbau von fester zu schwimmender Lagerung wird in einer ASTRA-Dokumentation als Massnahme zur Erdbebenerüchtigung bestehender Brücken mit fester Lagerung empfohlen [6]. Die

durch das neue Modell vorausgesagte Zunahme der Bremskräfte könnte die Umsetzbarkeit dieser Massnahme einschränken. Es ist daher von wissenschaftlicher und praktischer Relevanz, die vom linearen Einmassenschwingermodell vorausgesagte dynamische Verstärkung mit Experimenten zu validieren.

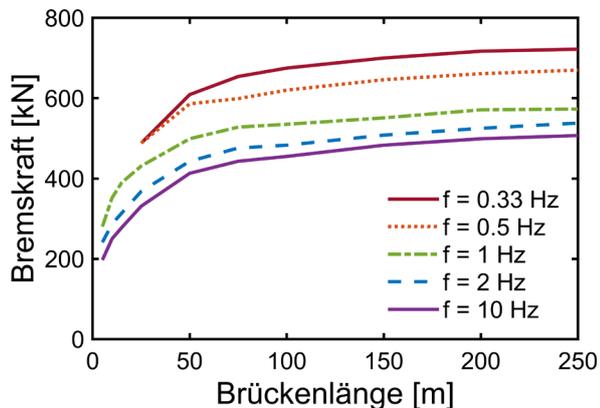


Abb.1: Charakteristischer Wert der Bremskraft (Wiederkehrperiode 1000 Jahre) in Funktion der Brückenlänge und der Eigenfrequenz f der Längsschwingung.

1.2 Stand der Forschung

Das dynamische Verhalten schwimmend gelagerter Brücken bei Anregung durch Bremskräfte wurde bisher experimentell noch nie untersucht. Während sich unzählige Arbeiten mit experimentellen Methoden zur Identifikation der modalen Parameter (Eigenfrequenz, modale Dämpfung und modale Schwingungsform) von Biege-, Torsions- und Querschwingungen beschäftigen, ist das Schwingungsverhalten von Brücken in Längsrichtung bisher wenig untersucht worden, da Biege-, Torsions- und Quereigenschwingungen des Brückenträgers experimentell wesentlich einfacher zu messen sind, da sogenannte ambiante Anregungsquellen wie Verkehr, Wind etc. gut messbare Schwingungen hervorrufen. Eigenschwingungen in Brückenlängsrichtung hingegen werden oft durch ambiante Anregungsquellen nicht angeregt, da die Haftreibung der Lager grösser als die Anregungskräfte ist. Messdaten zu Schwingungen in Brückenlängsrichtung stammen daher aus instrumentierten Brücken, die durch Erdbeben angeregt wurden. Einschränkend muss leider festgehalten werden, dass viele Untersuchungen sich mit eher aussergewöhnlichen Tragwerken wie Hänge- und Schrägseilbrücken beschäftigen ([7],[8],[9]), sodass sie für die vorliegende Zielsetzung wenig aufschlussreich sind. Die Ergebnisse der wenigen Untersuchungen, die relevant für unsere Zielsetzung sind, werden in den folgenden Abschnitten kurz zusammengefasst.

Eine Untersuchung an zwei schwimmend gelagerten Stahlbetonbrücken (Zweifeldträger mit 85 m Spannweite und Dreifeldträger mit jeweils 45 m Spannweite) mit Elastomerlagern bei den Widerlagern [10] ergab, dass die gemessenen Eigenfrequenzen der Längseigenschwingung wesentlich grösser waren als die mit finite Element Modellen berechneten und dass die modalen Dämpfungen der Längseigenschwingung (1.8% bzw. 5.6%) deutlich grösser waren als jene der Biege- und Torsionseigenschwingungen (0.4 – 0.7%). Beim Zweifeldträger betrug die berechnete Eigenfrequenz 0.7 Hz, während aus Daten von einem Erdbebenereignis eine Eigenfrequenz 1.17 Hz (+ 67%) ermittelt wurde. Mit den Daten aus ambienten Anregungsquellen war die Längseigenschwingung nicht identifizierbar. Beim Dreifeldträger errechneten die Autoren eine Eigenfrequenz von 0.57 Hz, während mit den Daten aus ambienten Anregungsquellen eine Eigenfrequenz von 1.29 Hz (+126%) resultierte. Die Autoren begründeten diese Diskrepanzen mit dem stark nichtlinearen Verhalten der horizontalen Steifigkeit der Elastomerlager, die bei kleinen Verformungen wesentlich steifer sind als vom Hersteller deklariert. Auch die grössere modale Dämpfung der Längseigenschwingung wurde auf die Wirkung der Elastomerlager zurückgeführt.

An einer seismisch isolierten Stahlbetonbrücke über zwei Felder (Spannweite 37.5 m) wurde bei dynamischen Versuchen mit einem Schwingungserreger ebenfalls eine deutlich grössere horizontale Steifigkeit der Elastomerlager festgestellt als vom Hersteller spezifiziert [11]. Der Brückenträger lagerte an den beiden Widerlagern und am Pfeiler auf jeweils zwei Elastomerlager. Obwohl während den Versuchen die Elastomerlager eine horizontale Verschiebung von 1.0 – 1.5 mm durchführten, die etwa 50% der elastischen Grenze der Elastomerlager darstellt, war die aus den Messungen errechnete horizontale elastische Steifigkeit 2.2-mal grösser als vom Hersteller spezifiziert. Da die Abweichung der Steifigkeit nicht mit den geringen Verschiebungen begründet werden konnte, vermuteten die Autoren ein zu den quasi-statischen Laborversuchen, mit denen die Steifigkeit bestimmt wird, abweichendes Verhalten der Lager bei dynamischer Anregung.

Die Auswertung von Messungen an einer seismisch isolierten, 383 m langen Brücke (7 Felder à 50 m und ein Endfeld à 33 m), die durch Erdbeben angeregt wurde, sind in [12] beschrieben. Der Überbau besteht aus einem durchgehenden Verbundträger mit einer 18 m breiten Stahlbetonplatte und vier 2.8 m hohen Stahlträgern. Die Stahlträger sind auf den Pfeilern auf Elastomerlagern (high-damping rubber bearings) gelagert. Die Analyse ergab, dass die Eigenfrequenz der horizontalen Längsschwingung zwischen 0.65 Hz und 1.75 Hz variierte, wobei zunehmende Schwingungsamplituden zu einer Reduktion der Eigenfrequenz führten. Bei grösseren Schwingungsamplituden betrug die Dämpfung 15%. Diese nahm mit kleiner werdenden Amplituden bis auf ca. 3% ab. Diese Änderungen der Schwingungseigenschaften wurden auf das nichtlineare Verhalten der Elastomerlager zurückgeführt. Dynamische Berechnungen mit einem Finite-Element Brückenmodell zeigten, dass an mehreren Messstellen die Zeitverläufe der berechneten und gemessenen horizontalen Verschiebungen stark voneinander abweichen. Diese Abweichungen wurden mit der Wirkung der Boden-Struktur-Interaktion erklärt.

Wesentliche Abweichungen zu den mit Laborversuchen bestimmten horizontalen Steifigkeiten von Elastomerlagern wurden aus Messungen an 3 seismisch isolierten mehrfeldrigen Stahlbetonbrücken festgestellt, die durch kleinere Erdbeben angeregt wurden [13]. Die Abweichungen wurden auf die Haftreibung der Teflonlager an den Widerlagern und der Reibung eines Elastomerlagers an einer Führungsglasche aus Stahl, welche die Verschiebung der Lager quer zur Längsrichtung der Brücke beschränkte, zurückgeführt.

Infolge der Einführung neuer Tragwerksnormen für Brücken in den USA im Jahr 2017 [1], die die Bremskräfte auf Brücken um bis zu 400% im Vergleich zu den vorhergehenden Normen [2] erhöhte, wurden Versuche an einer 6-feldrigen Brücke durchgeführt [14], um die Verteilung der Bremskräfte auf die 5 Pfeilerreihen und Widerlager zu untersuchen. Der Brückenträger bestand aus 4 vorgefertigten Stahlbeton-I-Profilen und einer vermutlich aus Ortsbeton erstellten Fahrbahnplatte. Sie wiesen eine Spannweite von 12.2 m auf. An einem Ende waren die Brückenträger sehr steif mit dem Unterbau verbunden, während sie sich am anderen Ende in Längsrichtung frei verschieben konnten. Die Zwischenabstützungen bestanden aus 4 kurzen Brückenpfeilern, die am oberen Ende mit einem Querträger verbunden waren. Die Brückenpfeiler waren aus einem Stahlprofil gefertigt, das teilweise mit Beton eingefasst war, um den Rostschutz zu gewährleisten. Die Widerlager waren etwas kräftiger ausgebildet als die Zwischenabstützungen und bestanden ebenfalls aus einem Querträger, der steif verbunden auf Pfählen auflag. An den Widerlagern und auf den Querträgern waren die Brückenträger an beiden Enden auf bewehrten Elastomerlagern mit den Abmessungen 370x230x1.9 mm (Länge x Breite x Höhe) gelagert. Aufgrund der geringen Höhe waren die Lager in Längsrichtung steif (4.1 kN/mm).

Es wurden statische Versuche durchgeführt, indem ein Fahrzeug, das vor der Brücke stand, ein zweites Fahrzeug, das bremsend auf der Brücke stand, über ein Stahlseil zog. Die dabei auftretenden Kräfte waren um die 70 kN. Die Bremsversuche wurden mit einem Kipper durchgeführt, der eine Masse von 31.8 t hatte. Der Mittelwert der Bremsverzögerung in der Bremsphase betrug rund 3.2 ms^{-2} . Dadurch entstanden Einwirkungskräfte um die 100 kN. Die in den statischen Versuchen auftretenden Längsverschiebungen der Widerlager oder Zwischenabstützungen betrugen zwischen 1 und 2 mm. Die Relativverschiebungen der Brückenträger waren jeweils kleiner als

0.5 mm. Da die Kräfte vorwiegend durch die unmittelbar benachbarten Bauteile abgetragen wurden, in denen die Krafteinwirkung erfolgte, weisen diese auch die grössten Verformungen auf. Bei den Bremsversuchen wurden in der Publikation nur Beschleunigungen aufgeführt. Diese sind sehr klein während der Phase, in der das Fahrzeug bremste. Nach dem Stillstand des Fahrzeugs, traten in der Ausschwingphase Höchstwerte der Beschleunigung um bis zu 0.5 ms^{-2} auf. Die Beschleunigungsamplituden waren in allen Feldern ähnlich gross. Da der Zeitverlauf der Beschleunigungen zeitsynchron war, wurde der gesamte Überbau gleichmässig in Schwingungen versetzt. Leider findet sich im Bericht keine Information zu Eigenfrequenz und Dämpfung. Aus den Diagrammen mit den Zeitverläufen, lässt sich eine Eigenfrequenz von etwa 1.5 Hz ablesen.

Die Verteilung der Kräfte auf die Widerlager und Pfeiler wurden mit einem Finite-Elemente-Modell berechnet. Dabei ergab sich, dass die Bremskräfte am Anfang der Ausschwingphase betragsmässig etwa den Bremskräften entsprachen, die während der Bremsphase auftraten. Die dynamischen Anteile der Bremskräfte in der Bremsphase betragen höchstens 20% des statischen Anteils. Eine wichtige Schlussfolgerung der Untersuchung war, dass die in der neuen Norm eingeführten Bremskräfte nicht zu konservativ sind. Die Ergebnisse dieser Untersuchung lassen sich nur sehr bedingt auf Schweizer Verhältnisse übertragen, da das untersuchte Brückentragwerk sich sehr stark von in der Schweiz üblichen Brückentragwerken unterscheidet.

Zusammenfassend zeigt die Durchsicht der Fachliteratur,

- dass es keine experimentellen Untersuchungen zum dynamischen Verhalten einer schwimmend gelagerten Brücke bei Anregung durch bremsende Fahrzeuge gibt,
- dass Elastomerlager ein nichtlineares Verhalten aufweisen und dadurch einen bedeutenden Einfluss auf die Eigenfrequenz und Dämpfung der Längsschwingung einer Brücke haben,
- dass grosse Abweichungen zwischen den mit Brückenmodellen berechneten Eigenfrequenzen, welche die Steifigkeitsangaben der Lagerhersteller verwenden, und den gemessenen Eigenfrequenzen auftreten.

Die Informationen aus der Fachliteratur erlauben keine abschliessende Beurteilung, ob die durch das dynamische Verhalten schwimmend gelagerter Brücken hervorgerufene Vergrösserung der Bremskräfte im vorausgesagten Umfang eintritt. Die Resultate aus der Fachliteratur belegen, dass, im Widerspruch zu den Modellannahmen des linearen Einmassenschwingers, durch die Lager ein nichtlineares dynamisches Verhalten der Brücke zu erwarten ist. Eine rein rechnerische Erfassung der durch die Modellannahmen hervorgerufenen Abweichungen ist voraussichtlich unzuverlässig, da bei den in der Fachliteratur untersuchten Brücken erhebliche Unstimmigkeiten zwischen Experimenten und Modellrechnungen aufgetreten sind.

1.3 Ziel und Vorgehen

Das übergeordnete Ziel dieses Forschungsvorhaben ist es, den Einfluss der beiden Modellannahmen zum dynamischen Verhalten einer Brücke (Einmassenschwinger und linear elastisches Verhalten) auf die mit dem neuen stochastischen Modell der Bremskräfte berechneten charakteristischen Wert der Bremskraft zu überprüfen. Um dieses Ziel zu erreichen, sollten folgende Fragen geklärt werden:

1. Liefert das Einmassenschwingermodell ausreichend zuverlässige Ergebnisse? Anders formuliert: Kann das Verhalten einer Brücke, die durch bremsende Fahrzeuge angeregt wird, ausreichend genau allein mit der horizontalen Längseigenschwingung beschrieben werden?
2. Wie stark beeinflusst das nichtlineare Verhalten der Lager die dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen) und insbesondere die max. horizontale Verschiebung und die max. Reaktionskraft einer schwimmend gelagerten Brücke?

3. Unter welchen Modellannahmen können die Messresultate mit ausreichender Genauigkeit reproduziert werden?

Die Beantwortung dieser Fragen erfordert die Durchführung von Bremsversuchen an einer schwimmend gelagerten Brücke, um Messdaten zu erarbeiten. Die dabei auftretenden Kräfte und Verformungen an der Brücke sollten vergleichbar mit den Beanspruchungen beim Auftreten des Bemessungslastfalls sein, sodass die in der Literaturübersicht aufgeführten Unsicherheiten, die aufgrund der geringen Anregung entstehen, vermieden werden können. Für die Versuche wurde bereits in der Antragsphase des Projekts die schwimmend gelagerte Brücke "Viaduc de Matran" auf der Autobahn A12 in der Nähe von Freiburg gewählt, da sie neben der erwähnten Anforderung auch mehrere versuchstechnische Anforderungen gut erfüllte.

Da das dynamische Verhalten der Brückenlager (bewehrte Elastomerlager) für das dynamische Verhalten der Brücke von entscheidender Bedeutung ist, sollte das dynamische Verhalten der Lager gut bekannt sein, um die Resultate der Bremsversuche zuverlässig interpretieren zu können. Da weder von den Herstellern noch aus der Literatur detaillierte, quantitative Informationen zu Elastomerlagern, die nicht für den Einsatz in Erdbebengebieten vorgesehen sind, erhältlich waren, wurden zyklische Belastungsversuche an Elastomer-Blocklagern vorgesehen. Die daraus ermittelten Daten sollten verwendet werden, um ein nichtlineares Modell der Lager zu entwickeln und seine Modellparameter zu kalibrieren. Das Modell des Lagers wird dann verwendet, um mit Brückenmodellen die Bremsversuche zu simulieren. Der Vergleich der Messdaten aus den Bremsversuchen mit den Ergebnissen der Modellsimulationen erlaubt schliesslich die Interpretation der Messresultate und die Anwendbarkeit des Modells aus dem Projekt AGB2011/003 zur Bestimmung der Bremskräfte zu beurteilen.

Da Bremsversuche an weiteren Brücken kurzfristig eher unwahrscheinlich sein werden, soll die Evaluation der Brückenmodelle auch dazu dienen, die Resultate aus den Bremsversuchen an einer einzelnen Brücke möglichst weit zu verallgemeinern. Da die Lagerversuche aus Kostengründen nur bei Raumtemperatur durchgeführt wurden, soll das Steifigkeits- und Dämpfungsverhalten des Elastomers bei verschiedenen Temperaturen an Kleinproben untersucht werden. Die Ergebnisse dieser Versuche erlauben das Verhalten eines Elastomerlagers im für Schweizer Verhältnisse auftretenden Temperaturbereich zu prognostizieren.

1.4 Aufbau des Berichts

Der Bericht ist wie folgt aufgebaut:

- In Kapitel 2 werden die Versuche an einem modernen bewehrten Elastomerlager und deren Auswertung beschrieben. Die Ergebnisse der Versuche werden dargestellt, indem Einflüsse wie Auflast, Verformung, Anregungsfrequenz, Lagertemperatur usw. auf die Steifigkeit und Dämpfung der Lager besprochen wird.
- Kapitel 3 beschreibt die Durchführung und Auswertung der Versuche an Elastomerkleinproben bei verschiedenen Temperaturen. Die Einflüsse wie Verformung, Anregungsfrequenz, Temperatur auf die Steifigkeit und Dämpfung des Elastomers werden diskutiert und mit den Versuchsergebnissen der Elastomerlager aus Kapitel 2 in Beziehung gebracht.
- Kapitel 4 widmet sich den Versuchen an den Lagern, die von der Brücke "Viaduc de Matran", an der die Bremsversuche durchgeführt wurden, ausgebaut worden waren. Analog zum Kapitel 2 werden Einflüsse wie Auflast, Verformung, Anregungsfrequenz, Lagertemperatur usw. auf die Steifigkeit und Dämpfung dieser Lager besprochen.
- Kapitel 5 stellt das nichtlineare Modell eines Elastomerlagers vor und beschreibt, wie aus den Ergebnissen der Versuche an den Lagern die Modellparameter bestimmt werden. Das Verhalten des Modells wird anschliessend anhand der Versuchsergebnissen untersucht.
- Die Brückenversuche sind in Kapitel 6 beschrieben. Zuerst wird das Brückenbauwerk beschrieben. Anschliessend folgt das Versuchsprogramm und das eingesetzte

Messsystem. Die Versuchsergebnisse werden schliesslich beschrieben und detailliert besprochen.

- Kapitel 7 stellt das Brückenmodell vor, das mit dem nichtlinearen Modell eines Elastomerlagers aus Kapitel 5 bestückt ist. Mit Hilfe dieses Modells werden anschliessend die in Kapitel 6 beschriebenen Brückenversuche simuliert und die Ergebnisse interpretiert.
- Kapitel 8 widmet sich schliesslich der Analyse der Fragen, die in Kapitel 1.3 aufgeführt sind. Liefert das Einmassenschwingermodell einer Brücke ausreichend zuverlässige Ergebnisse oder müssen komplexere Modelle eingesetzt werden? Kann das nichtlineare Verhalten der Brückenlager im stochastischen Modell zur Berechnung der Bremskräfte vernachlässigt werden? Wie müssen die Parameter des linearen Brückenmodells bestimmt werden, damit zuverlässige Ergebnisse zu erwarten sind?
- In Kapitel 9 werden die wichtigsten Ergebnisse kurz zusammengefasst und beurteilt.

2 Versuche an modernen Elastomerlagern

2.1 Bewehrte Elastomerlager

2.1.1 Aufbau

Bewehrte Elastomer-Blocklager bestehen aus einer vertikalen Abfolge von dünnen Elastomerschichten und Stahlblechen (Bewehrungsbleche), wobei die einzelnen Schichten mittels Vulkanisation kraftschlüssig verbunden werden (Abb. 2). Als Rohstoff für die Elastomerschichten wird Naturkautschuk oder synthetischer Kautschuk (Chloroprene oder Neoprene) verwendet. Die Stahlbleche behindern die Querverformung der einzelnen Elastomerschichten und führen zu einer guten Formerhaltung des Bauteils und einer wesentlichen Steigerung der vertikalen Steifigkeit und Tragfähigkeit im Vergleich zu einem unbewehrten Elastomerlager mit gleichen Abmessungen. Die horizontale Steifigkeit der Lager bleibt durch die Verwendung der Stahlbleche hingegen weitgehend unbeeinflusst. Die Ober- und Unterseite von Lagern, die nicht mit den anschliessenden Bauteilen verankert werden sollen (unverankerte Lager), sind durch Elastomerschichten gebildet. Verankerte Lager werden auf der Ober- und Unterseite mit Ankerplatten aus Stahl versehen. Die Seitenflächen der Lager werden mit einer Deckschicht aus Elastomer umgeben, die vornehmlich dem Korrosionsschutz dient. Die Grundrissformen sind in der Regel rechteckig, quadratisch oder, vor allem bei Elastomerlagern zur seismischen Isolation, auch kreisförmig. In Europa ist die Typisierung, die Herstellung und die Qualitätsanforderungen der Elastomerlager standardisiert durch die Norm EN 1337-3:2005, Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings [3].



Abb. 2 Aufbau eines unverankerten, bewehrten Elastomer-Blocklagers.

2.1.2 Mechanische Eigenschaften von Elastomeren

Elastomere gehören zur Werkstoffgruppe der Polymere [15][16]. Ihre mechanischen Eigenschaften werden durch ihren makromolekularen Aufbau und durch die Bindungskräfte zwischen den Molekülketten beeinflusst. Elastomere sind durch ein weitmaschig vernetztes, dreidimensional aufgebautes Molekülnetz charakterisiert, der vorwiegend durch Hauptvalenzkräfte, d.h. feste Verbindungen zwischen Atomen, miteinander verbunden ist. Der Grad der Vernetzung kann über die Zugabe von Füllstoffen (im Lagerbau meistens Rußpartikel) sowie die Vulkanisationstemperatur und -dauer reguliert werden. Durch äussere Krafteinwirkung kann ein Elastomer um ein Vielfaches seiner Ursprungslänge gestreckt werden, ohne dass dabei Materialschäden auftreten, und er nimmt nach der Entlastung wieder seine Ursprungsgestalt an (Gummielastizität). Elastomere sind nahezu inkompressibel (Querdehnungszahl ≈ 0.5) und weisen daher einen sehr hohen Widerstand gegenüber Volumenänderungen auf. Volumenerhaltende (deviatorische) Verformungen, wie z.B. Schubverformungen, erzeugen dagegen deutlich geringere Reaktionskräfte. Aufgrund der Inkompressibilität wird das mechanische Verhalten eines Elastomers vornehmlich mit dem Schubmodul charakterisiert.

Das Verformungsverhalten eines Elastomers bei monoton zunehmender Krafteinwirkung ist nichtlinear (Abb. 3) [16]. Bei sehr kleinen Dehnungen verhält sich das Elastomer relativ steif mit einem Schubmodul (Tangentenmodul) von etwa 3 MPa. Mit zunehmenden Dehnungen nimmt der Tangentenmodul kontinuierlich ab und erreicht bei Dehnungen

zwischen 20% und 60% (Abb. 3 links) ein Minimum. Bei weiter zunehmenden Dehnungen nimmt der Tangentenmodul wieder deutlich zu. Die für Elastomerlager eingesetzten Elastomere können Cauchy-Dehnungen von über 400 % aufnehmen.

Da das Spannungs-Dehnungsverhalten eines Elastomers nichtlinear ist, wird bei Lagern der Schubmodul über einen rechnerischen ideellen Schubmodul definiert, der etwa dem Minimum des Tangentenmoduls entspricht (Abb. 3 rechts). Dieser tritt zwischen 40% und 60% Schubdehnung auf. Dieser ideale Schubmodul ist in der Grössenordnung von 1 MPa. Die Norm EN 1337-3:2005 fordert in Normalfall bei Umgebungstemperaturen einen ideellen Schubmodul von 0.9 MPa [3]. Bei kleineren und grösseren Schubdehnungen ist der Schubmodul (Tangentenmodul) grösser.

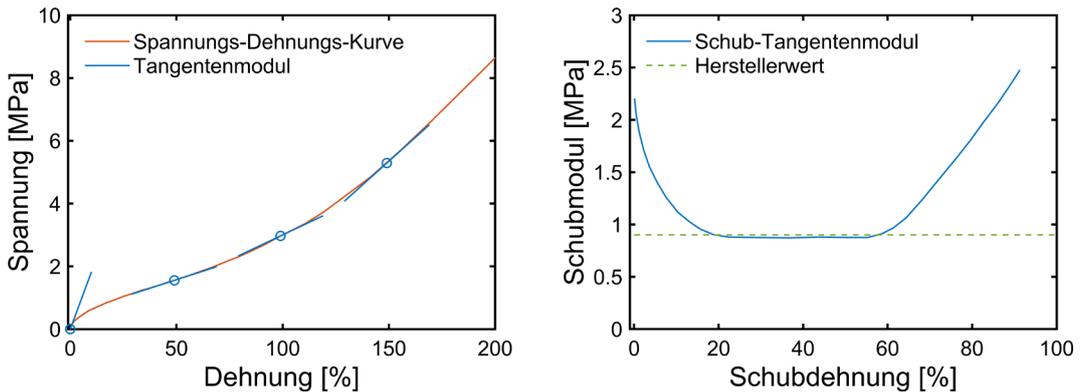


Abb. 3 Typische Spannungs-Dehnungskurve und Abhängigkeit des Schub-Tangentenmoduls eines Elastomers von der Schubdehnung [16].

Das Verformungsverhalten eines Elastomers bei zyklischer Krafteinwirkung zeichnet sich durch den Mullins-Effekt aus [16][17]. Dieser ist beispielhaft in Abb. 4 abgebildet. Bei der Erstbelastung (1. Zyklus) folgt die Spannungs-Dehnungskurve der Spannungs-Dehnungskurve bei monoton zunehmender Belastung (Abb. 4 links). Nach vollständiger Entlastung liegt bei Wiederbelastung die Spannungs-Dehnungskurve hingegen näher bei der Entlastungskurve des ersten Zyklus (Abb. 4 rechts). Die weiteren Belastungszyklen verhalten sich ähnlich wie der zweite Zyklus. Ab einigen Zyklen weist die Spannungs-Dehnungskurve dann kaum mehr Unterschiede zum vorangehenden Zyklus auf.

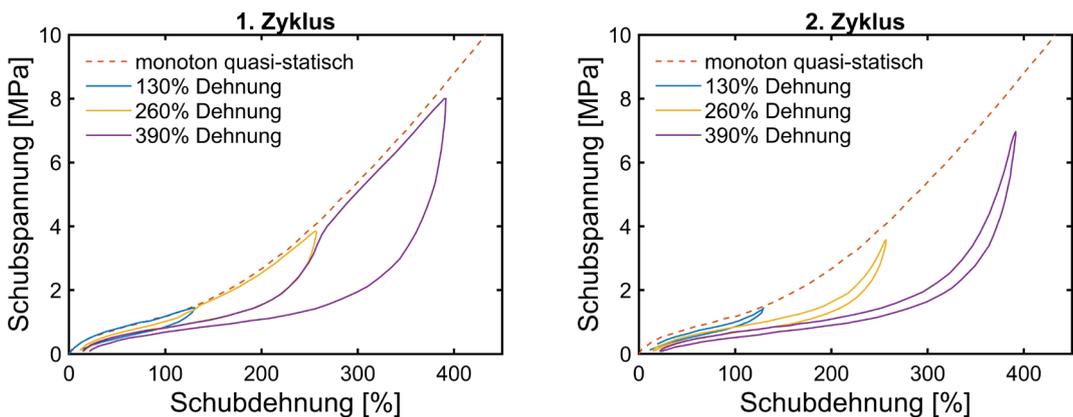


Abb. 4 Mullins-Effekt eines Elastomers [17].

Wird anschliessend ein Belastungszyklus gefahren, der die bisherigen grössten Dehnungen übertrifft, so folgt die Spannungs-Dehnungskurve vorerst der Belastungskurve des vorangehenden Zyklus bis deren grösste Dehnung erreicht wird. Die darüber hinaus gehende Spannungs-Dehnungskurve folgt dann wieder der Spannungs-Dehnungskurve bei monoton zunehmender Belastung (Abb. 4 links). Die Belastungskurve des darauffolgenden Zyklus folgt dann wieder der Entlastungskurve des vorangehenden Zyklus. Der Mullins-Effekt hat zur Folge, dass ein Elastomer bei der

Zweitbelastung mit zunehmenden Amplituden der Belastungszyklen im unteren Dehnungsbereich weicher wird. Darüber hinaus ist das Energiedissipationsverhalten (Hysterese zwischen Be- und Entlastungskurve) im ersten Zyklus wesentlich grösser als in den darauffolgenden Zyklen (Abb. 4 rechts). Das Verhältnis der dissipierten Energie zwischen Zweit- und Erstbelastung wird mit zunehmenden Amplituden immer kleiner.

Abb. 5 zeigt beispielhaft den Einfluss der Temperatur auf den Schubmodul eines Elastomers. Ausgehend vom Schubmodul bei Raumtemperatur nimmt der Schubmodul mit abnehmender Temperatur vorerst nur unmerklich zu. Bei Temperaturen unter 0 °C beschleunigt sich allmählich die Zunahme der Steifigkeit, bis bei etwa -30 °C abrupt eine starke Zunahme eintritt. Bei dieser Temperatur nimmt das Elastomer eine glasartige Struktur an. Das Verformungsverhalten eines Elastomers ähnelt dann einem elastischen Festkörper [16][18].

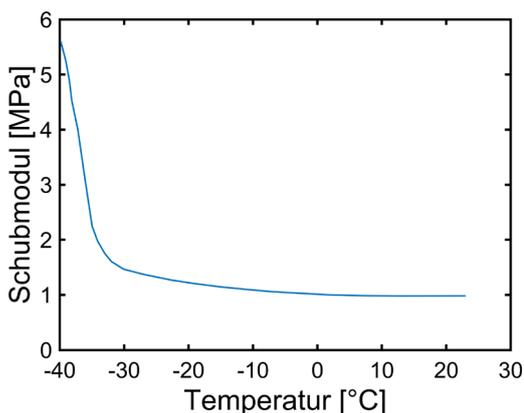


Abb. 5 Abhängigkeit des Schubmoduls von der Temperatur [18].

Das Verformungsverhalten eines Elastomers ist auch abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. Je grösser die Geschwindigkeit ist, desto steifer verhält sich das Elastomer. Diese Steifigkeitszunahme ist aber auch abhängig von der Steifigkeit des Elastomers bei quasi-statischer Belastung. Je steifer sich das Elastomer verhält, desto grösser ist die Steifigkeitszunahme, die sich aus der Belastungsgeschwindigkeit herrührt [16].

Elastomere weisen unter permanenten äusseren Kräften ein Kriechverhalten auf. Im Vergleich zu Beton erfolgt das Kriechen jedoch wesentlich schneller. Die Halbwertszeit beträgt ungefähr eine Woche, d.h. nach einem Monat ist bereits über 90% des Endwerts der Kriechverformung erreicht, und die Endkriechzahl ist ca. 0.4., d.h. die Kriechverformung beträgt etwa 40% der Anfangsverformung [18].

Bei Elastomeren verhält sich die Haftreibungszahl wesentlich anders als bei Materialien wie Stahl oder Beton. Bei kleinem Anpressdruck ist die Reibungszahl gross und nimmt mit zunehmendem Druck rasch ab. Ab einem Druck von etwa 100 MPa bleibt sie dann nahezu konstant. Die übertragbare Horizontalkraft nimmt bei gleichbleibender Druckfläche jedoch mit zunehmendem Druck zu [16].

2.1.3 Mechanische Eigenschaften von bewehrten Elastomerlagern

Verhalten auf Druck

Das Verhalten von Elastomerlagern auf vertikalen Druck wird sehr stark durch den geschichteten Aufbau aus dünnen Elastomerschichten und Bewehrungsblechen beeinflusst. Die Haftung des Elastomers am unteren und oberen Stahlblech behindert die Querverformung der einzelnen Elastomerschichten. Auf Druckkräfte verhält sich das Elastomer dadurch viel steifer als auf Schub. Die Versteifung hängt auch wesentlich vom Formfaktor ab, der als Quotient zwischen der (auf Druck) belasteten und der unbelasteten Oberfläche einer Elastomerschicht definiert ist. Da die belastete Oberfläche

sehr viel grösser als die unbelastete ist und die Steifigkeit der Elastomerschicht bei den handelsüblichen Grundrissabmessungen etwa proportional zum Quadrat des Formfaktors zunimmt, wird durch die Bewehrungsbleche ein sehr grosser Versteifungseffekt erzielt. Das Verhältnis der Druck- zur Schubsteifigkeit ist bei Elastomerlager etwa 100 bei kleinen Lagerabmessungen und erreicht etwa 500 bei grossen Lagerabmessungen. Die Lagerverformung ist im Nutzbereich weitgehend linear zur aufgebrachtten Druckkraft [16][18].

Im Elastomer treten durch äussere Druckkräfte vorwiegend isotrope Druckspannungen und Schubspannungen auf. Die Druckspannungen, die etwa proportional zum Quadrat des Formfaktors sind, sind in der Mitte des Grundrisses am grössten und nehmen zu den Rändern auf null ab. Die Schubspannungen, die etwa linear zum Formfaktor sind, sind am Rand am grössten und nehmen gegen die Mitte des Grundrisses auf null ab. Durch die Druck- und Schubspannungen im Elastomer werden die Bewehrungsbleche auf Zug beansprucht.

Verhalten auf Schub

Die Bewehrungsbleche haben nahezu keinen Einfluss auf das Verhalten eines Elastomerlagers auf Schub. In Katalogen der Lagerhersteller hängen deshalb die nominellen horizontalen Steifigkeiten der Lager nur von der Nenndicke aller Elastomerschichten und den Grundrissabmessungen ab. Der nominelle linearisierte Schubmodul ist über alle Lagertypen konstant (0.9 MPa). Die Grundrissabmessungen gehen linear in die Schubsteifigkeit der Lager ein [3].

Bei korrekt bemessenen unverankerten Elastomerlagern sollte die grösste auftretende Schubverformung die Dicke aller Elastomerschichten nicht überschreiten. Elastomerlager können ohne bleibende Schäden auch Schubverformungen bis zum Zweifachen der Dicke aller Elastomerschichten aufnehmen. Bei grösseren Schubverformungen beginnen die quer gegenüberliegenden Enden eines Lagers sich von der Auflagerplatte abzulösen. Mit fortschreitender Verformung entsteht eine grösser werdende klaffende Fuge, sodass die vertikale Druckkraft auf eine immer kleiner werdende Fläche abgetragen wird, bis schliesslich ein plötzliches Versagen durch das Kippen des Lagers (roll-out) eintritt [19].

Im Schubverformungsbereich kleiner als der Dicke aller Elastomerschichten haben Versuche gezeigt, dass das Kraft-Verformungsverhalten bereits ab kleinen Verformungen nichtlinear ist. Die Schubsteifigkeit ist bei sehr kleinen Schubverformungen am grössten und nimmt mit zunehmenden Drehwinkeln ab. Ab einer Schubverformung, die etwa der Gesamtdicke der Elastomerschichten entspricht, nimmt die Steifigkeit wieder zu. Die Nichtlinearität und das Hystereseverhalten (Energiedissipation) bei zyklischer Belastung nehmen mit zunehmender Verformungsamplitude zu. Die Lager zeigen bei zyklischer Belastung auch den Mullins-Effekt. Zudem nimmt mit zunehmendem Auflagerdruck die Schubsteifigkeit wie auch die Energiedissipation zu [19].

Verhalten auf Biegung

Das Verhalten von Elastomerlager auf Biegung weist viele Parallelen zum Verhalten auf Schub auf. Einerseits ist die Beziehung zwischen Drehmoment und Drehwinkel nichtlinear. Die Rotationssteifigkeit ist bei sehr kleinen Drehwinkeln am grössten und nimmt mit zunehmenden Drehwinkeln ab. Mit zunehmender Druckspannung wird auch die Rotationssteifigkeit grösser. Die Grundrissabmessungen der Lager haben ebenfalls einen Einfluss auf die Rotationssteifigkeit. Während die Steifigkeit eines Lagers linear zu seiner Länge zunimmt, nimmt die Steifigkeit mit dem Potenzwert der Breite zu, wobei der Exponent zwischen 3 und 4 beträgt [19].

2.2 Versuche

2.2.1 Ziel

Das Ziel der Versuche war die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften sowie die Nichtlinearität von typischen im Handel erhältlichen Elastomerlagern zu charakterisieren. Die Versuche sollten mit möglichst baugleichen Lagern durchgeführt werden, wie sie an der Brücke "Viaduc de Matran" eingebaut sind. Mit den Versuchen sollte der Einfluss folgender Grössen untersucht werden:

- Auflast der Lager,
- Horizontale Amplitude der zyklischen Schwingungen,
- Frequenz der zyklischen Schwingungen,
- Vorverformung der Lager.

Der Parameterbereich der Einflussgrössen wurde aufgrund der Gegebenheiten des "Viaduc de Matran" und der Leistungsfähigkeit der Prüfmaschine festgelegt. Aus Kostengründen wurde auf eine Untersuchung des Einflusses der Temperatur verzichtet. Dieser Einfluss wird durch die Versuche mit Elastomerkleinproben untersucht, die in Kapitel 3 beschrieben sind.

2.2.2 Versuchskörper

Als Versuchskörper dienten Elastomerlager LASTO@BLOCK Typ B der Firma Mageda (siehe Abb. 6). Deren Aussenabmessungen betragen 400x300x89 mm (Länge x Breite x Höhe). Die kommerziell erhältlichen Lager verfügen über 6 gleiche Stahleinlagen mit den Abmessungen 392x292x4 mm. Bei den für die Versuche hergestellten Lagern waren die 2 äussersten Stahleinlagen etwas grösser, 399x299x4 mm, da sie als Anschlag dienen, um ein horizontales Rutschen der Lager während den Versuchen zu verhindern. Die Gesamthöhe der Elastomerschichten betrug 65 mm. Die Zwischenschichten hatten eine Dicke von 12 mm. Die Dicke der beiden Deckschichten betrug 2.5 mm.

Um die Lagertemperatur zu messen wurden bei der Herstellung der Lager 3 Temperatursensoren eingebaut. Es waren Thermoelemente des Typs K mit einem Temperaturbereich von -75 bis +250 °C. Ein Sensor wurde in der Mitte der mittleren Zwischenschicht, ein zweiter in der Mitte der obersten Zwischenschicht und ein dritter an der Ecke der untersten Zwischenschicht eingelegt. Insgesamt wurden in einem türkischen Werk 8 Lager hergestellt und direkt an die MPA Karlsruhe gesendet.



Abb. 6 Elastomerlager Mageda LASTO@BLOCK Typ B mit Kabeln der eingebauten Temperatursensoren.

2.2.3 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden an der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe (MPA Karlsruhe) ausgeführt. Sie verfügt über eine für Lagerversuche fest eingerichtete Prüfmaschine, in der statische und zyklische Versuche durchgeführt werden können

(Abb. 7 links). Die Prüfmaschine besteht aus einer einachsigen Druck-Prüfmaschine, die eine vertikale Druckkraft von maximal 15 MN aufbringen kann. In dieser Prüfmaschine wird auf Schienen ein Wagen eingeführt, auf der zwischen drei Stahlplatten zwei baugleiche Lager montiert sind (Abb. 7 rechts oben). Die unterste und oberste Stahlplatte dienen zur Übertragung der Druckkraft auf die Lager und sind horizontal unverschieblich. Die horizontal verschiebbliche, mittlere Stahlplatte ist über eine Stange mit dem Kolben eines 400 kN Servo-Hydraulik-Zylinders verbunden (Abb. 7 rechts unten). Dieser treibt die mittlere Stahlplatte an und überträgt damit Horizontalkräfte auf die Lager. Die Prüfmaschine wird über eine digitale Steuerung betrieben. Die Prüfmaschine ist mit Sensoren ausgerüstet, welche die vertikale Druckkraft auf die Lager, die Scherkraft der Lager sowie die vertikale Verformung und die Scherverformung der Lager messen.



Abb. 7 Prüfmaschine.

2.2.4 Versuchsprogramm

Das Programm der zyklischen Versuche sah 4 Versuchsserien vor (Tab. 1). Die ersten drei Serien untersuchten das Verhalten bei verschiedenen Vertikalkräften. In diesen Serien waren die maximalen Horizontalverformungen auf 65 mm begrenzt. Dies entsprach der Gesamthöhe der Elastomerschichten der Lager und auch der zulässigen Verformung gemäss dem Hersteller. Für diese Versuche wurden jeweils neue Lager verwendet.

In der 4. Versuchsserie wurden die maximalen Horizontalverformungen auf 100 mm erweitert, um das Verhalten der Lager bei Verformungen über der zulässigen Verformung zu untersuchen. Die Vertikalkräfte blieben dabei verändert. Für diese Versuche wurden die Lager aus der Versuchsserie 1 wiederverwendet.

Tab. 1 Versuchsprogramm.

Versuchsserie	Versuchskörper	Auflast
1	1 und 2	400 kN
2	3 und 4	800 kN
3	5 und 6	1200 kN
4	1 und 2	400, 800, 1200 kN

Die Versuchsserien 1 bis 3 bestanden aus mindestens 6 Versuchen (Tab. 2). 3 Versuche wurden ohne Vorverformung der Lager und 3 Versuche wurden mit einer Vorverformung von 20 mm durchgeführt. Die drei Versuche unterschieden sich durch die Frequenz und

die Amplitude der zyklischen Verformungen. Die maximale Amplitude der zyklischen Verformungen wurde dabei von der Leistungsfähigkeit des hydraulischen Zylinders vorgegeben. Mit zunehmender Frequenz nahm die maximale Amplitude ab. Die Begrenzung auf eine maximale Verformung von 65 mm der Lager kam daher nur beim Versuch mit Vorverformung und einer Frequenz von 0.4 Hz zur Anwendung. Bei allen anderen Versuchen war die Amplitudenbegrenzung immer durch die Leistungsfähigkeit des hydraulischen Zylinders bestimmt. Die 6 Versuche wurden immer mit den kleinsten Amplituden begonnen. Bei jeder Amplitude wurden 5 Zyklen durchgeführt. Nach Abschluss dieser Zyklen folgten sofort die 5 Zyklen mit der nächstgrösseren Amplitude bis alle Amplituden durchgeführt worden waren.

Zusätzlich zu den geplanten 6 Versuchen wurden einige Versuche bei höheren Lagertemperaturen wiederholt, um den Einfluss der Temperatur zu untersuchen. Die Temperaturzunahme erfolgte infolge der Energiedissipation der Lager während den zyklischen Versuchen. Es wurden auch Versuche durchgeführt, in denen die Reihenfolge der Amplituden umgekehrt wurde. Die Versuche begannen mit der grössten und endeten mit der kleinsten Amplitude. Alle diese Versuche basierten hinsichtlich Frequenz und Amplitude auf einem der in Tabelle 2 aufgeführten Versuche.

Tab. 2 Versuche der Versuchsserien 1 bis 3.

Vorverformung d_A : 0 mm

Frequenz f [Hz]	Amplitude d_H [mm] (jeweils 5 Zyklen)											
0.4	2	5	10	15	20	25	30	35	40	45	55	60
0.75	2	5	10	15	20	25	30	35				
1.1	2	5	10	15	20	25						

Vorverformung d_A : 20 mm

Frequenz f [Hz]	Amplitude d_H [mm] (jeweils 5 Zyklen)											
0.4	2	5	10	15	20	25	30	35	40	45		
0.75	2	5	10	15	20	25	30	35				
1.1	2	5	10	15	20	25						

Die Versuchsserie 4 bestand aus 3 Versuchen (Tab. 3). Alle 3 Versuche wurden mit einer Frequenz von 0.2 Hz und ohne Vorverformung durchgeführt. Die grösste Amplitude wurde auch bei diesen Versuchen durch die Leistungsfähigkeit des hydraulischen Zylinders bestimmt.

Tab. 3 Versuche der Versuchsserie 4.

Frequenz f: 0.2 Hz, Vorverformung d_A : 0 mm

Auflast [kN]	Amplitude d_H [mm] (jeweils 5 Zyklen)						
400	40	55	70	80	90	100	
800	40	55	70	80	90	100	
1200	40	55	70	80	90	100	

2.2.5 Versuchsdurchführung

Die Durchführung einer Versuchsserie erfolgte wie folgt:

1. Montage des ersten Lagers auf der untersten Platte des Wagens (Abb. 8, links oben), die fest mit dem Wagen verbunden war. In horizontaler Krafrichtung waren auf der Platte vor und hinter dem Lager 8 mm dicke Platten montiert, um ein Rutschen der Lager in Krafrichtung zu unterbinden (kleine Haftreibung zwischen Stahl und Elastomer). Zu einem späteren Zeitpunkt, wurden auch links und rechts des Lagers Stahlplättchen aufgeschweisst, nachdem sich bei einem Versuch die Lager quer zur horizontalen Krafrichtung bewegt hatten. Durch den vertikalen Druck und die

Verformungen hatte sich zwischen dem Lager und der Stahlplatte ein Wachsfilm gebildet, der die Haftreibung zwischen Stahl und Elastomer stark reduziert hatte.

2. Montage der mittleren Platte auf dem unteren Lager (Abb. 8 rechts oben).
3. Montage des zweiten Lagers auf der mittleren Platte (Abb. 8 links unten). In horizontaler Krafrichtung waren auf der Platte vor und hinter dem Lager 8 mm dicke Platten montiert, um ein Rutschen der Lager in Krafrichtung zu unterbinden. Zu einem späteren Zeitpunkt, wurden um eine Rutschen quer zur Krafrichtung zu verhindern, auch links und rechts des Lages Stahlplättchen montiert.
4. Montage der oberen Platte auf dem zweiten Lager (Abb. 8 rechts unten) und Befestigung der Platte an den Wagen.
5. Einschleiben des Wagens in die Druck-Kraftprüfmaschine.
6. Aufbringen der vertikalen Kraft (kraftgesteuert).
7. Durchführung der zyklischen Versuche.
8. Demontage der Lager und visuelle Kontrolle der Lager.



Abb. 8 Montage der Lager.

2.2.6 Anmerkungen

1. Die Vorverformung wurde jeweils in zwei Schritten zu 10 mm aufgebracht. Nach jedem Schritt wurde die Verformung der Prüfkörper für 5 Minuten konstant gehalten und die Relaxation der Kraft gemessen. Die zyklischen Verformungen wurden in die gleiche Richtung der Vorverformung gestartet.
2. Während der Versuche betrug die Raumtemperatur zwischen 27 und 30 °C.
3. Aufgrund der Energiedissipation und der schlechten Leitfähigkeit des Elastomers erwärmten sich die Lager während der zyklischen Versuche. Da aus Zeitgründen nicht abgewartet werden konnte, bis die Lager vollständig auf die Raumtemperatur abkühlten, wurden die Lager faktisch bei verschiedenen Lagertemperaturen getestet. Die Temperaturen im Zentrum der Lager variierten dabei zwischen 27 °C und 42 °C.
4. Während der Durchführung einer Versuchsserie fielen jeweils mehrere Temperatursensoren aus. Vermutlich wurden durch die zyklischen Verformungen die Drähte der Sensoren zerrissen oder es entstand ein Kontakt zwischen den Drähten.

2.3 Resultate der zyklischen Versuche

2.3.1 Auswertung

Eine typische Kraft-Verformungskurve eines zyklischen Versuchs ist in Abb. 9 dargestellt. Daraus lassen sich folgende qualitative Merkmale herauslesen:

1. Bei einer festen Amplitude sind die Zyklen weitgehend identisch. Der erste Zyklus weicht nur geringfügig von den weiteren 4 Zyklen ab. Das Kraft-Verformungsverhalten eines Lagers ist daher in guter Näherung zeitinvariant.
2. Die Kraft-Verformungskurve bei einer festen Amplitude entspricht in guter Näherung einer Ellipse.

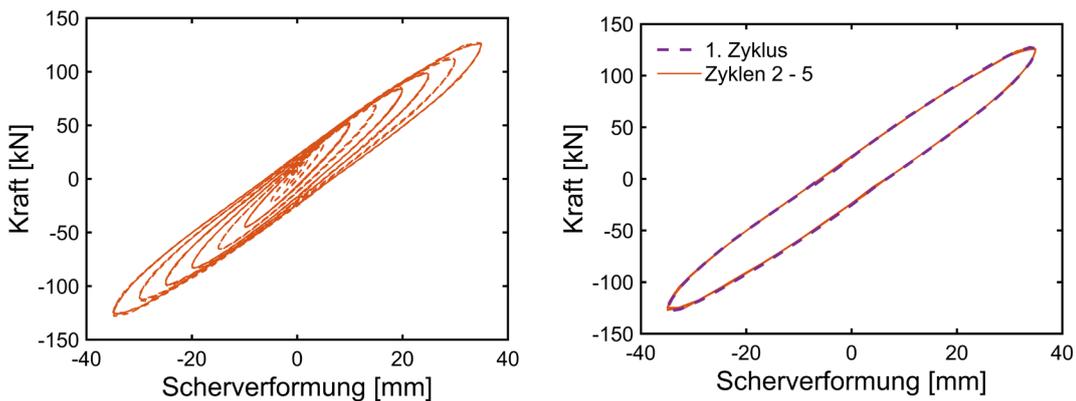


Abb. 9 Kraft-Verformungskurve eines Versuchs (links) und Kraft-Verformungskurve bei einer Amplitude von 35 mm (rechts).

Die oben beschriebenen Merkmale der Kraft-Verformungskurve belegen, dass bei einer festen Amplitude der Zyklen, die Lager sich vornehmlich viskoelastisch verhalten. Bei viskoelastischem Verhalten resultiert aus einer harmonischen Verformungsanregung eine konstant zeitversetzte (phasenverschobene) harmonische Kraft. Im Kraft-Verformungs-Diagramm drückt sich dieses Verhalten durch eine Ellipse aus.

Um den Einfluss der Einflussgrößen herauszuarbeiten, erfolgte daher die Auswertung auf der Grundannahme eines viskoelastischen Verhaltens. Dadurch lassen sich die Speichersteifigkeit und die Verluststeifigkeit, oder alternativ dazu der Verlustfaktor, zur Charakterisierung der Steifigkeit und der Dämpfung (Energiedissipation) bestimmen. Die Messungen zeigen, dass diese Voraussetzungen bis zu Amplituden von ca. 50 mm recht gut eingehalten werden.

Mit den Messdaten eines Versuchs erfolgte die Auswertung in folgenden Schritten:

1. Die Messdaten der Kraft werden halbiert, um zu berücksichtigen, dass im Versuch zwei Lager gleichzeitig deformiert werden.
2. Für jede Verformungsamplitude wird mit Hilfe des Nulldurchgangs der Verformungen die Anfangs- und Endzeiten der 5 Zyklen bestimmt.
3. Der erste Zyklus wird verworfen, da er aufgrund der Amplitudenänderung eine transiente Komponente enthält und zudem der Mullins-Effekt auftritt.
4. Die Verformungen $d(t)$ und Kräfte $F(t)$ der verbleibenden 4 Zyklen werden je mit einer Summe aus Sinus- und Cosinus-Funktion im Sinne der kleinsten Quadrate approximiert. Die Funktion lautet:

$$\begin{aligned} d(t) &= \hat{d}_0 + \hat{d}_s \sin(\omega_d t) + \hat{d}_c \cos(\omega_d t) \\ F(t) &= \hat{F}_0 + \hat{F}_s \sin(\omega_F t) + \hat{F}_c \cos(\omega_F t) \end{aligned} \quad (1)$$

Die Parameter \hat{d}_0 , \hat{d}_s , \hat{d}_c , \hat{F}_0 , \hat{F}_s und \hat{F}_c sowie die Frequenzen ω_d und ω_F werden durch die Approximation bestimmt.

Die Gleichungen (1) werden in Sinus-Funktionen mit Phasenverschiebungen δ_d und δ_F umgewandelt.

$$\begin{aligned} d(t) &= \hat{d}_0 + \hat{d} \sin(\omega t + \delta_d) \\ F(t) &= \hat{F}_0 + \hat{F} \sin(\omega t + \delta_F) \end{aligned} \quad (2)$$

wobei

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{\omega_d + \omega_F}{2} \\ \hat{d} &= \sqrt{(\hat{d}_s)^2 + (\hat{d}_c)^2}, \quad \hat{F} = \sqrt{(\hat{F}_s)^2 + (\hat{F}_c)^2} \\ \delta_d &= \tan^{-1}\left(\frac{\hat{d}_c}{\hat{d}_s}\right), \quad \delta_F = \tan^{-1}\left(\frac{\hat{F}_c}{\hat{F}_s}\right) \end{aligned} \quad (3)$$

4. Aus den Gleichungen (2) werden die Speichersteifigkeit, die Verluststeifigkeit und der Verlustfaktor berechnet. Die Speichersteifigkeit $K_s(\omega)$ beschreibt den elastischen Anteil (Energiespeicherung) der dynamischen Steifigkeit (auch komplexe Steifigkeit) eines viskoelastischen Materials. Sie wird aus dem Verhältnis zwischen der Kraft und der Verformung zum Zeitpunkt der maximalen Verformung während eines Zyklus berechnet:

$$K_s(\omega) = \frac{F(t_{\max}) - \hat{F}_0}{d(t_{\max}) - \hat{d}_0} \quad \text{mit} \quad t_{\max} = \left(\frac{\pi}{2} - \delta_d\right) / \omega \quad (4)$$

Die Verluststeifigkeit $K_v(\omega)$ beschreibt den Dämpfungsanteil (Energiedissipation) der dynamischen Steifigkeit eines viskoelastischen Materials und wird aus dem Verhältnis zwischen der Kraft zum Zeitpunkt des Nulldurchgangs der Verformung und der maximalen Verformung während des Zyklus berechnet:

$$K_v(\omega) = \frac{F(t_0) - \hat{F}_0}{d(t_{\max}) - \hat{d}_0} \quad \text{mit} \quad t_0 = -\delta_d / \omega \quad (5)$$

Der Verlustfaktor berechnet sich aus dem Tangens der Phasendifferenz zwischen Kraft und Verformung $\delta(\omega)$. Gleichzeitig ist er auch das Verhältnis zwischen Verluststeifigkeit $K_v(\omega)$ und Speichersteifigkeit $K_s(\omega)$.

$$\eta(\omega) = \tan \delta(\omega) = \tan(\delta_F - \delta_d) = \frac{K_v(\omega)}{K_s(\omega)} \quad (6)$$

5. Während eines Versuchs nahm die Temperatur des Lagers zu. Für eine Verformungsamplitude wird die Referenztemperatur folgendermassen bestimmt:

$$T = \frac{\bar{T}_1 + 2\bar{T}_2 + \bar{T}_3}{4} \quad (7)$$

Die Temperatur im Zentrum des Lagers wird doppelt gewichtet, um auszugleichen, dass an den Rändern 2 Temperaturmessungen durchgeführt wurden. \bar{T}_1 , \bar{T}_2 , \bar{T}_3 stellen jeweils den Mittelwert der beiden Lager während den 4 ausgewerteten Zyklen dar.

Aufgrund der Ausfälle der Temperatursensoren fehlten Daten, um die Referenztemperatur zu bestimmen. Falls nur an einem Lager einer der drei Temperatursensoren ausgefallen war, wurde der Mittelwert mit den Messungen am entsprechenden Sensor des zweiten Lagers bestimmt. Falls bei beiden Lagern die gleichen Temperatursensoren ausgefallen waren, so wurde der zugehörige Mittelwert der Temperatur mit den verbleibenden Mittelwerten geschätzt.

2.3.2 Einfluss der Amplitude

Abb. 10 zeigt beispielhaft den Einfluss der Amplitude. Es handelt sich um die Resultate eines Versuchs aus der Versuchsserie 1 mit einer Auflast von 400 kN, einer Frequenz von 0.4 Hz und ohne Vorverformung. Die Referenztemperatur der Lager war 28 °C. Die Speichersteifigkeit nimmt rapide mit der Zunahme der Amplitude ab. Mit zunehmender Amplitude flacht die Abnahme der Speichersteifigkeit ab. Diese Abnahme ist auch in Abb. 9 an der abnehmenden Neigung der Längsachsen der Ellipsen mit zunehmender Amplitude der Zyklen deutlich ersichtlich. Der Herstellerwert der Steifigkeit entspricht etwa der Speichersteifigkeit bei einer Amplitude von 50 mm. Kleinere Amplituden weisen eine grössere gemessene Speichersteifigkeit als der Herstellerwert auf und grössere Amplituden eine kleinere.

Auch die Verluststeifigkeit, die deutlich kleiner als die Speichersteifigkeit ist, zeigt das gleiche Verhalten: Abnahme der Steifigkeit mit zunehmender Amplitude. Der Verlustfaktor, der durch das Verhältnis aus Verluststeifigkeit und Speichersteifigkeit gebildet wird und ein direkteres Mass für die Dämpfung darstellt, nimmt hingegen mit der Amplitude zu, da die Verluststeifigkeit mit zunehmender Amplitude weniger schnell abfällt als die Speichersteifigkeit.

Dieses qualitative Verhalten der Speichersteifigkeit, der Verluststeifigkeit und des Verlustfaktors wurde unabhängig von der Temperatur, der Auflast, der Anregungsfrequenz und der Vorverformung bei allen Versuchen beobachtet.

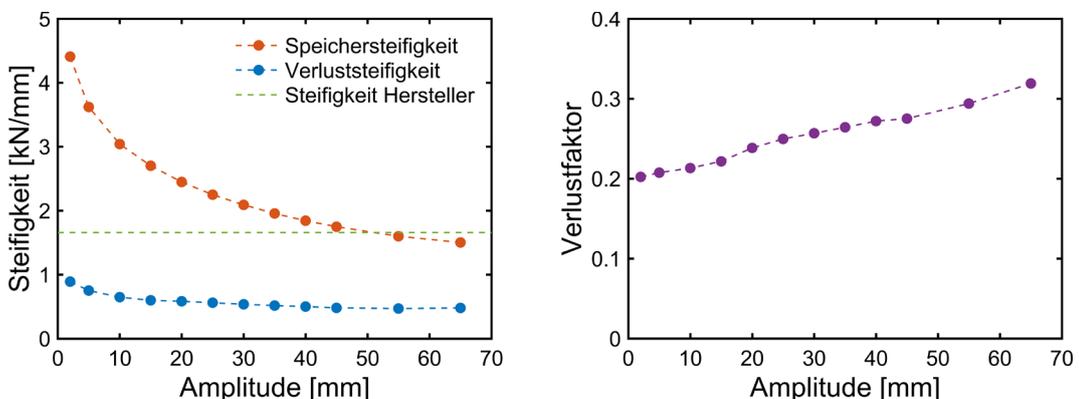


Abb. 10 Einfluss der Amplitude auf Speichersteifigkeit, Verluststeifigkeit (links) und Verlustfaktor (rechts).

2.3.3 Einfluss der Temperatur

Der Einfluss der Temperatur ist beispielhaft in Abb. 11 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate zweier Versuche aus der Versuchsserie 2 mit einer Auflast von 800 kN, einer Frequenz von 0.4 Hz und ohne Vorverformung. Die Speichersteifigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur generell ab. Diese Abnahme ist bei kleinen Amplituden grösser (30%) als bei grossen Amplituden (10%). Auch der Verlustfaktor nimmt mit zunehmender Temperatur ab. Die Abnahme erfolgt deutlich schwächer als bei der Speichersteifigkeit (max. 10%) und nimmt mit zunehmender Amplitude zu.

Dieses qualitative Verhalten der Speichersteifigkeit und des Verlustfaktors wurde unabhängig von der Temperatur, der Auflast, der Anregungsfrequenz und der Vorverformung bei allen Versuchen beobachtet.

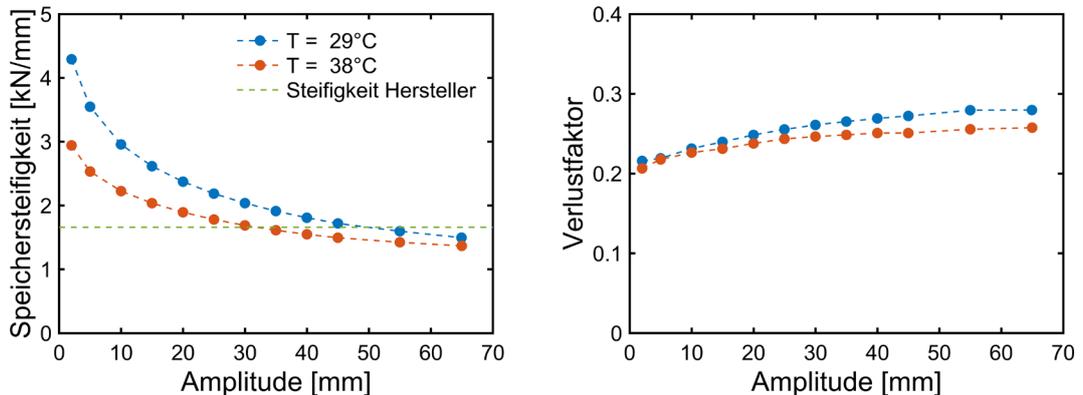


Abb. 11 Einfluss der Temperatur T auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor.

2.3.4 Einfluss der Anregungsfrequenz

Der Einfluss der Frequenz ist beispielhaft in Abb. 12 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate der Versuche aus der Versuchsserie 1 mit einer Auflast von 400 kN. Die Referenztemperatur der Lager war 33 °C. Die Kurve mit einer Frequenz von 0,4 Hz wurde aus zwei Versuchen konstruiert, wobei die Werte, die bei tieferer und höherer Referenztemperaturen gemessen worden waren, interpoliert wurden.

Die Anregungsfrequenz hat praktisch keinen Einfluss auf die Speichersteifigkeit. Beim Verlustfaktor treten kleinere Unterschiede auf, wobei eine leichte Zunahme mit abnehmender Frequenz festzustellen ist. In den Versuchsserien 2 und 3 sind die Unterschiede des Verlustfaktors noch kleiner, sodass kein Einfluss der Frequenz festzustellen ist.

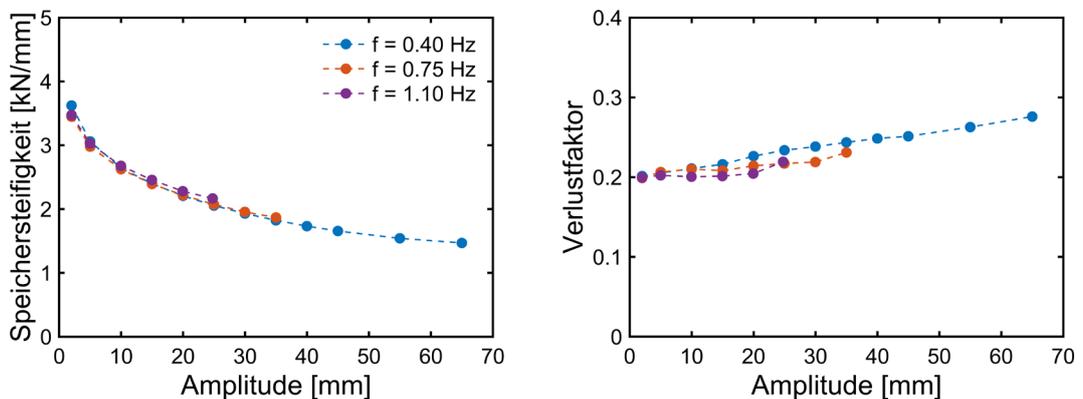


Abb. 12 Einfluss der Frequenz f auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor.

2.3.5 Einfluss der Auflast

Der Einfluss der Auflast ist in Abb. 13 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate der Versuche aus den Versuchsserien 1 bis 3. Die Anregungsfrequenz beträgt 0,4 Hz und die Referenztemperatur der Lager 28 bis 29 °C. Die Unterschiede bei der Speichersteifigkeit sind klein. Beim Verlustfaktor treten etwas grössere Unterschiede auf. Bis zu einer Amplitude von 40 mm nimmt der Verlustfaktor mit zunehmender Auflast etwas zu. Man muss dabei jedoch berücksichtigen, dass die Ergebnisse mit drei verschiedenen Lagerpaaren erzielt wurden.

Bei Temperaturen von 37 bis 39 °C und gleicher Frequenz tritt das gleiche Muster auf: Sehr kleine Unterschiede bei der Speichersteifigkeit und etwas grössere Unterschiede beim Verlustfaktor, wobei die Zunahme des Verlustfaktors mit zunehmender Auflast deutlicher ausfällt als bei den tieferen Temperaturen (Abb. 14). Erhöht man die Anregungsfrequenz, so bestätigt sich der Einfluss der Auflast auf den Verlustfaktor (Abb. 15).

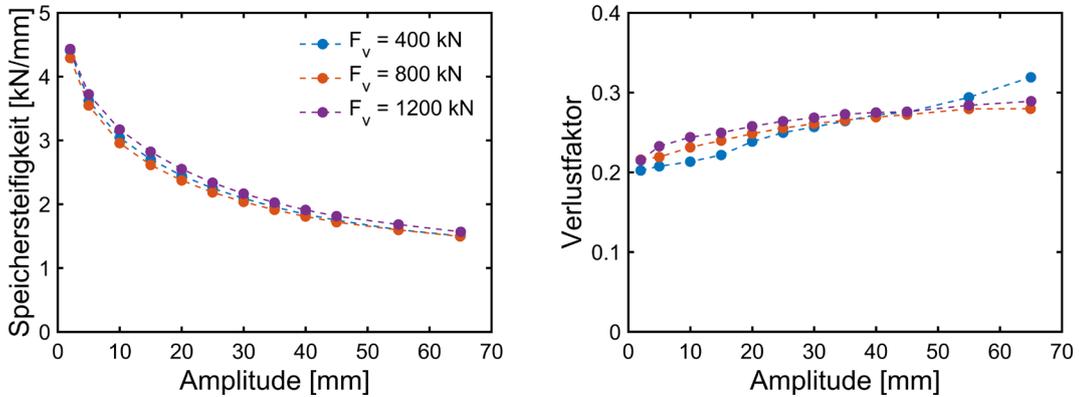


Abb. 13 Einfluss der Auflast F_v auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor bei 29 °C.

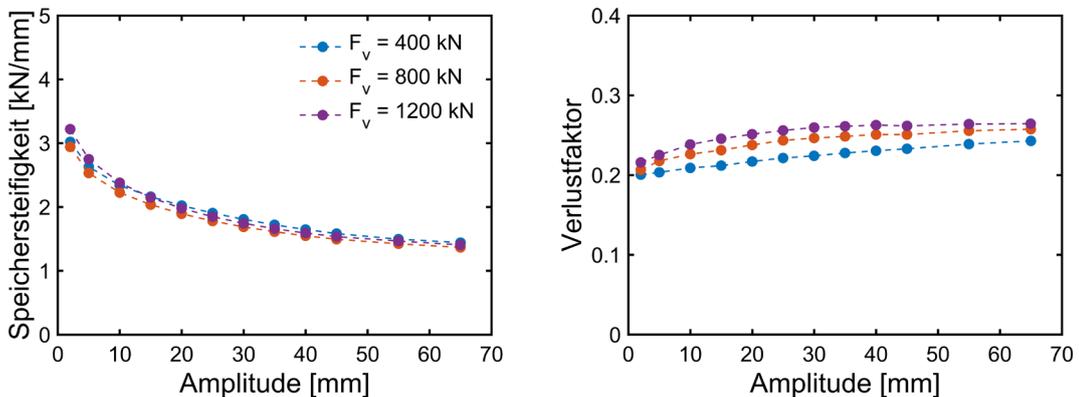


Abb. 14 Einfluss der Auflast F_v auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor bei 38 °C.

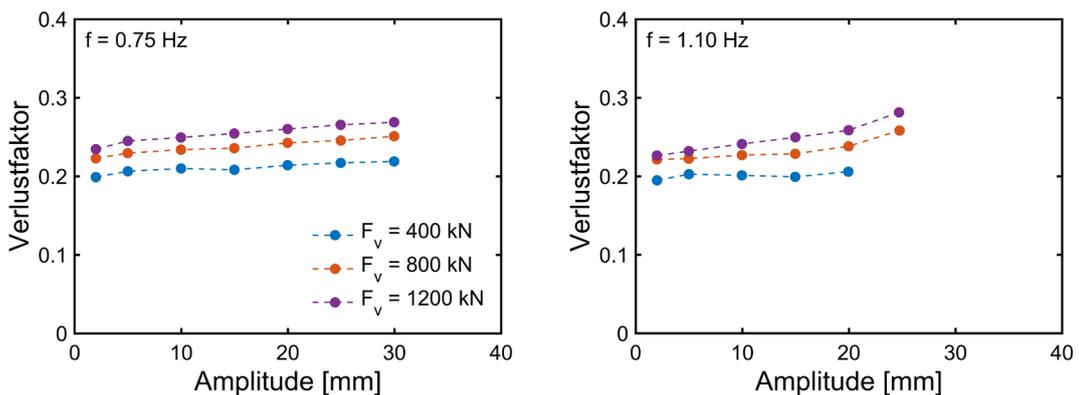


Abb. 15 Einfluss der Auflast F_v auf den Verlustfaktor bei zwei Anregungsfrequenzen f .

2.3.6 Einfluss der Vorverformung

Der Einfluss der Vorverformung auf die Speichersteifigkeit und den Verlustfaktor ist beispielhaft in Abb. 16 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate der Versuche aus der Versuchsserie 1. Die Anregungsfrequenz beträgt 0.4 Hz und die Referenztemperatur 35 °C. Sowohl bei der Speichersteifigkeit wie auch beim Verlustfaktor sind die Unterschiede klein. Die Versuchsserien 2 und 3 weisen sehr ähnliche Ergebnisse auf. Unter einer Vorverformung weist das Lager ebenfalls praktisch keinen Einfluss der

Frequenz (Abb. 17) auf. Auch der Einfluss der Auflast entspricht im Wesentlichen dem Verhalten der nicht vorverformten Lager (Abb. 18) mit geringen Unterschieden bei der Speichersteifigkeit und einer deutlichen Zunahme des Verlustfaktors mit zunehmender Auflast.

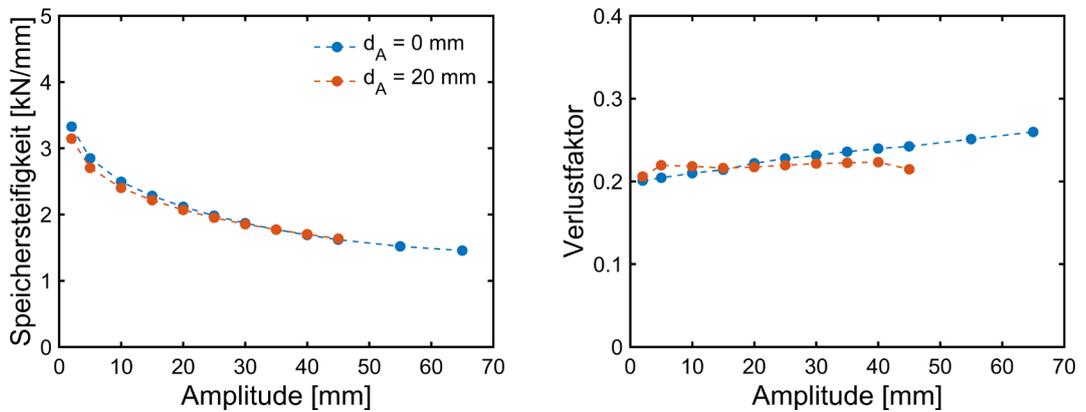


Abb. 16 Einfluss der Vorverformung d_A auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor.

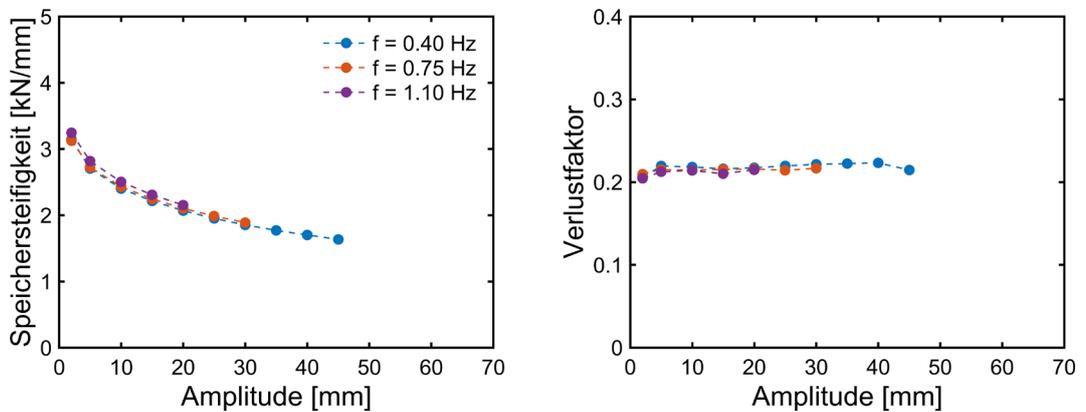


Abb. 17 Einfluss der Anregungsfrequenz f auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor unter einer Vorverformung.

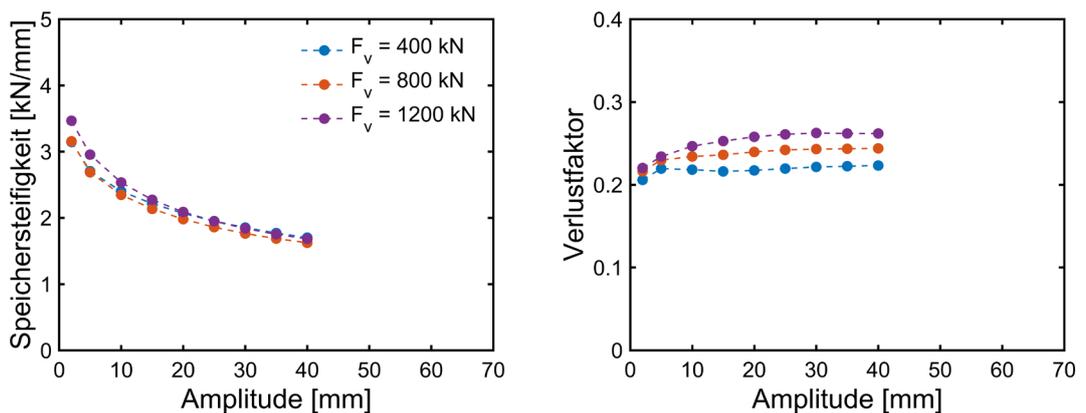


Abb. 18 Einfluss der Auflast F_v auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor unter einer Vorverformung.

2.3.7 Umkehrung des Amplitudenverlaufs

Die oben dargestellten Ergebnisse basieren auf Versuchen, in denen die Amplitude der Zyklen sukzessiv vergrößert wurde. Dieses Vorgehen wurde gewählt, um das nichtlineare Verhalten der Lager mit zunehmender Amplitude untersuchen zu können. Bei einem plötzlichen Bremsereignis auf einer Brücke ist hingegen zu erwarten, dass zuerst grosse Amplituden auftreten, die danach sukzessiv abklingen. Es wurden daher auch

Versuche durchgeführt, in denen der Amplitudenverlauf umgekehrt wurde. Das heisst, zu Beginn des Versuchs wurden 5 Zyklen mit der grössten Amplitude gefahren. Diese wurde dann sukzessiv verkleinert bis zuletzt 5 Zyklen mit der kleinsten Amplitude durchgeführt wurden.

Abb. 19 zeigt die Speichersteifigkeit und den Verlustfaktor zweier Versuche aus der Versuchsserie 2, wobei ein Versuch mit zunehmenden und ein Versuch mit abnehmenden Amplituden durchgeführt wurde. Bei grossen Amplituden sind die Speichersteifigkeiten etwa gleich. Bei abnehmenden Amplituden treten immer kleinere Speichersteifigkeiten auf als bei zunehmenden Amplituden. Der Verlustfaktor verhält sich analog, wobei bei grossen Amplituden die Werte des Versuchs mit abnehmenden Amplituden nicht mit den Werten des Versuchs mit zunehmenden Amplituden zusammenfallen, sondern immer etwas grösser sind. Die Unterschiede bei kleinen und grossen Amplituden sind dabei weniger ausgeprägt als bei den Speichersteifigkeiten.

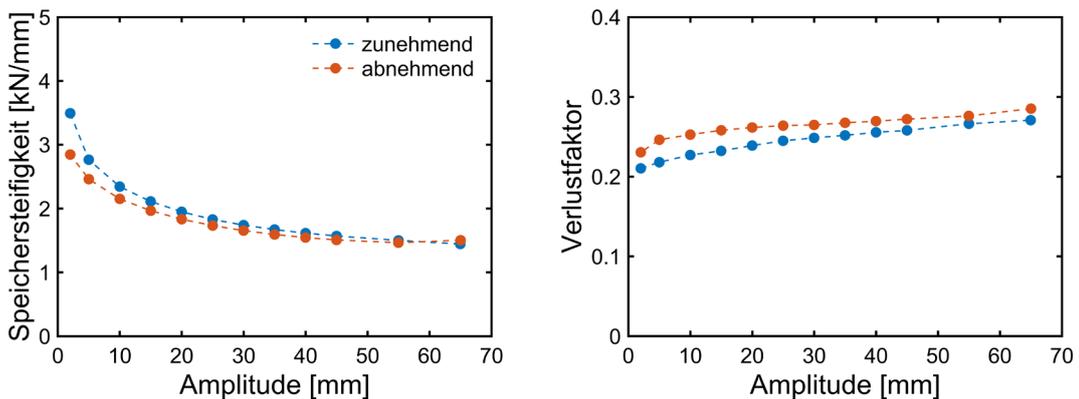


Abb. 19 Einfluss der Umkehrung des Amplitudenverlaufs auf Speichersteifigkeit und Verlustfaktor.

2.4 Fazit

Die Ergebnisse der zyklischen Versuche zeigen, dass das dynamische Verhalten der Lager stark durch die Verformungsamplitude und auch durch die Lagertemperatur beeinflusst werden. Anregungsfrequenz, Auflast und Vorverformung haben einen deutlich kleineren oder gar vernachlässigbaren Einfluss.

Der Einfluss der Verformungsamplitude auf die Speichersteifigkeit entspricht weitgehend den Aussagen aus der Literatur. Die Speichersteifigkeit ist stark abhängig von der Amplitude der Zyklen. Je kleiner die Amplitude desto grösser ist die Speichersteifigkeit. Bei der kleinsten in den Versuchen gefahrenen Amplitude ist die Speichersteifigkeit etwa 2- bis 3-mal grösser als bei den grössten Amplituden. Da die Kurve der Speichersteifigkeit bei kleinen Amplituden stark ansteigt, ist bei noch kleineren Amplituden als 2 mm mit einer weiteren Zunahme der Speichersteifigkeit zu rechnen. Dieses Verhalten erklärt die bei Schwingungsmessungen mit ambienter Anregung beobachtete viel zu grosse Längssteifigkeit von Brücken. Die Steifigkeit bei solch kleinen Schwingungsamplituden dürfte ohne weiteres den vom Hersteller angegebenen Wert um das Vielfache übersteigen.

Der Herstellerwert der Steifigkeit wird bei diesen Lagern bei Scherdehnungen von ca. 70% erreicht. Diese Scherdehnung liegt an der oberen Grenze der aus der Literatur bekannten Werte. Hervorzuheben ist auch, dass bei noch grösseren Scherdehnungen die Speichersteifigkeit weiter abnimmt. Die Abnahme der Speichersteifigkeit bleibt auch für Amplituden grösser als die Dicke aller Elastomerschichten unverändert. Abb. 20 zeigt die Ergebnisse der Versuchsserie 1 ergänzt mit denen der Versuchsserie 4. Es ist deutlich eine weitere Reduktion der Speichersteifigkeit mit zunehmender Amplitude festzustellen. Da aufgrund der grossen Deformationen die Temperatur der Lager um ca.

5 °C anstieg, ist ein Teil der Reduktion auch auf die Temperaturzunahme zurückzuführen.

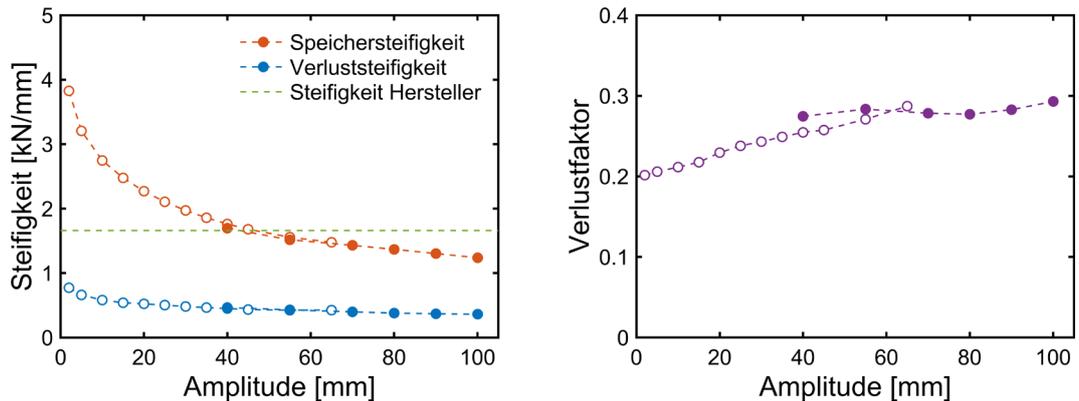


Abb. 20. Speichersteifigkeit, Verluststeifigkeit und Verlustfaktor bei Amplituden über 100% Scherdehnung.

Diese Reduktion der Speichersteifigkeit widerspricht jedoch dem in der Literatur beschriebenen Verhalten eines Elastomerlagers. Der Widerspruch zwischen Werkstoffverhalten und Lagerverhalten könnte darauf zurückzuführen sein, dass ab einer Schubverformung von 100% der Dicke aller Elastomerschichten das Lager an den Enden abzuheben beginnt, sobald während eines Zyklus die grössten Amplituden erreicht werden. Jede weitere Zunahme der Amplitude vergrössert die Dauer des Abhebens während eines Zyklus. Dadurch wird das Volumen des für die Kraftübertragung aktivierten Materials verkleinert. Falls diese Verkleinerung gross genug ist, sinkt trotz der Versteifung des Elastomers die Speichersteifigkeit weiter.

Dass in dieser Arbeit die Speichersteifigkeit mit zyklischen Versuchen bestimmt wurden, dürfte generell zu einer Überschätzung der Steifigkeit geführt haben, auch wenn die Resultate keinen wesentlichen Einfluss der Anregungsfrequenz belegen. Der beobachtete schwache Einfluss der Anregungsfrequenz ist auch nicht konform mit den Resultaten aus der Literatur, wobei einschränkend bemerkt werden muss, dass in den Versuchen ein beschränkter Bereich der Anregungsfrequenzen untersucht wurde.

Der beobachtete Einfluss der Temperatur ist ebenfalls nicht mit den bekannten Resultaten aus der Literatur vereinbar. Im untersuchten Temperaturbereich sollte der Einfluss deutlich schwächer ausfallen. Die Ursache der Diskrepanz könnte darauf zurückzuführen sein, dass die Temperaturzunahme der Lager nicht durch äussere Wärmezufuhr, sondern intern durch die Energiedissipation bei zyklischen Verformungen stattfand, wodurch auch atomare Bindungen aufgebrochen wurden.

Überraschend und mit der Literatur ebenfalls nicht kompatibel ist der schwache Einfluss der Vorverformung auf die Speichersteifigkeit und den Verlustfaktor. Insgesamt haben die Versuche wichtige Eigenschaften eines Elastomerlagers unter zyklischer Belastung ergeben, die teilweise nicht kompatibel mit den in der Fachliteratur enthaltenen Informationen sind.

3 Versuche an Elastomerkleinproben

3.1 Versuche

3.1.1 Ziel

Die Versuche an den Lagern wurden bei Raumtemperatur durchgeführt, um dem Kostenrahmen des Projekts gerecht zu werden. Um den Temperatureinfluss auf das mechanische Verhalten der Lager zu charakterisieren, sind daher Versuche an Elastomerkleinproben durchgeführt worden. Das Ziel der Versuche war es, analog zu den Lagerversuchen, die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften sowie die Nichtlinearität eines typischen Elastomers bei verschiedenen Temperaturen zu bestimmen. Die Versuche wurden mit Proben des Elastomers durchgeführt, das für die Lager eingesetzt wurde. Mit den Versuchen sollte der Einfluss folgender Grössen untersucht werden:

- Horizontale Amplitude der zyklischen Schwingungen,
- Frequenz der zyklischen Schwingungen,
- Vorverformung.

3.1.2 Versuchskörper

Als Versuchskörper dienten sogenannte Quadrupelproben (Abb. 21). Diese Proben bestehen aus 4 Elastomerquadranten mit den Abmessungen 40x40x10 mm (Länge x Breite x Höhe), die an 4 Stahlblechen vulkanisiert wurden. Die äussersten Stahlbleche hatten Abmessungen von 165x40x10 mm, während die inneren Stahlbleche Abmessungen von 145x40x10 mm aufwiesen. Die Quadrupelproben wurden wie die Lager im türkischen Werk angefertigt, wobei dieselbe Charge des Elastomermaterials der Lager verwendet wurde.

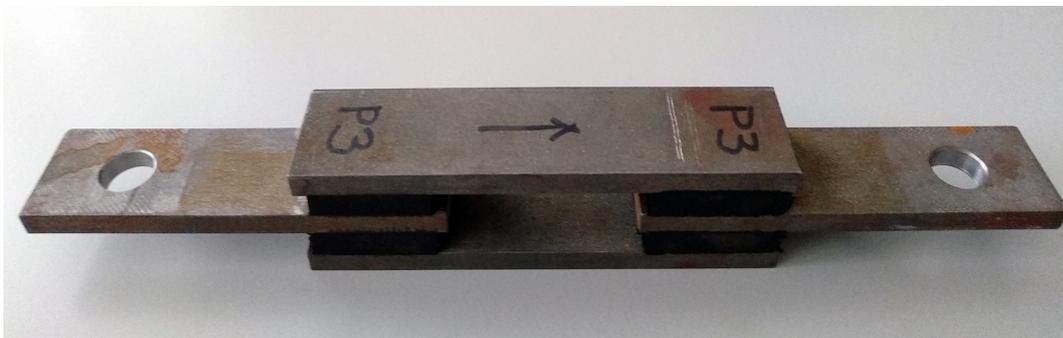


Abb. 21 Quadrupelprobe.

3.1.3 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden an der Empa mit der einachsialen Zug-Druckprüfmaschine Walter & Bai LFV 500-HH durchgeführt (Abb. 22). Die Prüfmaschine ist mit einer Temperaturkammer ETC 460-2 ausgerüstet, die Versuche im Temperaturbereich zwischen -100 °C und 300 °C erlauben. Die Kühlung erfolgt mit flüssigem Stickstoff und die Erwärmung mit einer in den der Temperaturkammer integrierten Heizung. Die Prüfmaschine ist mit einer digitalen Steuerung Walter & Bai PCS8000 ausgerüstet und wird über die Software Dion7 konfiguriert und gesteuert. Die Ungenauigkeit der Kraftmessung im Kraftbereich kleiner als ± 5 kN ist kleiner als 0.5% des abgelesenen Werts. Die Wegmessung im Bereich ± 25 mm wird mit einer Ungenauigkeit von maximal 0.6% des abgelesenen Werts erfasst.



Abb. 22 Prüfmaschine mit und ohne Temperaturkammer und eingebaute Quadrupelprobe.

3.1.4 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm bestand aus 10 Versuchsserien, die bei einer jeweils konstanten Temperatur der Temperaturkammer durchgeführt wurden (Tab. 4). Die Versuchsserien deckten den Temperaturbereich zwischen -20 °C und 40 °C ab. Es wurden dabei die Prüfkörper 2 und 3 eingesetzt. Mit jedem Prüfkörper wurden 5 Versuchsserien durchgeführt. Die erste und fünfte Versuchsserie wurde bei Raumtemperatur ausgeführt. Zusammen mit der Versuchsserie mit 40 °C diente die erste Versuchsserie zur Kalibrierung zwischen den Proben. Bei diesen Temperaturen ist der Einfluss der Temperatur klein, sodass wesentliche Unterschiede zwischen den Proben auf die Proben selbst zurückzuführen sind. Mit der fünften Versuchsserie wurde jeweils kontrolliert, ob die Probe bei der Durchführung der 4 vorangehenden Versuchsserien beschädigt worden war.

Tab. 4 Versuchsprogramm.

Versuchsserie	Versuchskörper	Temperatur [°C]
1	2	25
2	2	0
3	2	-20
4	2	40
5	2	25
6	3	24
7	3	40
8	3	10
9	3	-10
10	3	24

Eine Versuchsserie bestand aus zyklischen Versuchen und Relaxationsversuchen. Die zyklischen Versuche wurden in Anlehnung an die Lagerversuche mit verschiedenen Anregungsfrequenzen ausgeführt. Zusätzlich zu den 3 Anregungsfrequenzen der Lagerversuche, 0.4 Hz , 0.75 Hz und 1.1 Hz , wurden noch Versuche mit einer Anregungsfrequenz von 0.2 Hz ausgeführt (Tab. 5). Bei jeder Anregungsfrequenz wurden Versuche mit und ohne Vorverformung ausgeführt. Bei beiden Versuchen wurden die Amplituden der Zyklen so gewählt, dass die gleichen nominellen Schubdehnungen wie in den Lagerversuchen auftraten, um vergleichbare Beanspruchungen des Elastomers sicherzustellen. Auch bei einer Anregungsfrequenz von 1.1 Hz konnte der gesamte Amplitudenbereich abgedeckt werden, da die Prüfmaschine die grösste Amplitude noch umsetzen konnte. Die zyklischen Versuche wurden immer mit den kleinsten Amplituden begonnen. Bei jeder Amplitude wurden in der Regel 5 Zyklen durchgeführt. Nach Abschluss dieser Zyklen folgte eine Pause von ca. einer Minute, bevor der Versuch mit

der nächstgrösseren Amplitude fortgesetzt wurde. Bei Temperaturen von -10 °C und -20 °C mussten bis zu 10 Zyklen ausgeführt werden, bis sich ein stationärer Zustand einstellte.

Tab. 5 Versuchsprogramm zyklische Versuche.

Vorverformung d_A : 0 mm

Frequenz f [Hz]		Amplitude d_H [mm]								
0.2	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.76	12.30	13.84
0.4	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.76	12.30	13.84
0.75	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.76	12.30	13.84
1.1	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.76	12.30	13.84

Vorverformung d_A : 6.16 mm

Frequenz f [Hz]		Amplitude d_H [mm]				
0.2	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70
0.4	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70
0.75	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70
1.1	0.62	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70

Neben den zyklischen Versuchen wurden noch Relaxationsversuche durchgeführt. Sie erlauben eine direkte Beobachtung der Relaxationsverhalten. Bei einem Relaxationsversuch wird der Prüfkörper mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit auf eine vorgegebene Verformung belastet. Diese Verformung wird dann während einer bestimmten Zeit gehalten, um die Relaxation beobachten zu können. Anschliessend wird der Probekörper wieder entlastet. Da die Relaxation bereits bei der kleinsten Belastung des Prüfkörpers einsetzt, sollte die Belastungsgeschwindigkeit relativ schnell sein. In den Relaxationsversuchen wurde daher eine Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/s gewählt. Um zu untersuchen, ob der Verformungszustand des Prüfkörpers einen Einfluss auf die Relaxation hat, sind bei jeder Temperatur Relaxationsversuche mit Endverformungen d_e von 3.08 mm, 6.16 mm und 12.30 mm durchgeführt worden.

3.1.5 Versuchsdurchführung

Die Durchführung einer Versuchsserie erfolgte wie folgt:

1. Einspannen des Prüfkörpers in die Prüfmaschine.
2. Aufheizen oder Abkühlen der Temperaturkammer auf die vorgesehene Temperatur. Die Kraft auf den Prüfkörper und die Verformung des Prüfkörpers wurden dabei erfasst.
3. Abwarten bis bei gleichbleibender Zieltemperatur der Prüfkörper in einem stationären Zustand verharrt.
4. Justierung der Verformung des Prüfkörpers bis die Kraft Null ist und Initialisierung der Verformung zu Null.
5. Durchführung der Relaxationsversuche.
6. Durchführung der zyklischen Versuche ohne und mit Vorverformung.
7. Wiederholung der Schritte 2 bis 6 für alle vorgesehenen Temperaturen.

3.1.6 Anmerkungen

1. Im Gegensatz zu den Lagerversuchen, wo Blöcke mit Zyklen mit konstanter Amplitude unmittelbar hintereinander ausgeführt wurden, wurde bei den Kleinkörperversuchen jeweils eine Pause zwischen den Blöcken gemacht. Dies erlaubte die Abkühlung des Prüfkörpers und die Relaxation von Restspannungen.
2. Die zyklischen Verformungen wurden in die gleiche Richtung der Vorverformung gestartet.
3. Aufgrund der Energiedissipation und der schlechten Leitfähigkeit des Elastomers erwärmen sich die Probekörper während der zyklischen Versuche. Da aufgrund der

Geometrie der Probekörper eine bessere Abkühlung als bei den Lagern zu erwarten war, wurde auf einen Einbau von Temperatursensoren in den Probekörpern verzichtet. Zudem wollte man vermeiden, durch den Einbau von Temperatursensoren in den kleinen Elastomerteilen die Resultate zu beeinflussen. In den Versuchen bei Raumtemperatur wurde mit einem Infrarotthermometer die Temperatur der Elastomerteile überwacht und bei den grösseren Amplituden eine Temperaturzunahme von höchstens 2 °C festgestellt. Eine Temperaturzunahme in dieser Grössenordnung hat einen untergeordneten Einfluss auf das mechanische Verhalten der Prüfkörper.

3.2 Resultate der zyklischen Versuche

3.2.1 Auswertung

Die Auswertung der zyklischen Versuche erfolgte analog den Versuchen an den modernen Lagern und ist in Kapitel 2.3.1 beschrieben. Die Temperaturangaben beziehen sich auf die Temperatur der Temperaturkammer und nicht auf die Temperatur des Probekörpers.

Da in diesem Kapitel das Verhalten des Elastomer-Werkstoffs untersucht wird, werden zur Darstellung der Ergebnisse die Scherdehnung und der dynamische Schubmodul verwendet. Der dynamische Schubmodul wird durch den Speichermodul und Verlustmodul beschrieben, wobei der erste die Energiespeicherung und der zweite die Energiedissipation charakterisiert. Der Verlustfaktor wird durch den Quotienten aus Verlustmodul und Speichermodul gebildet. Die Scherdehnung γ wurde aus der Scherverformung d der Probe und der nominellen Dicke der Elastomerquader t (10 mm) nach folgender Formel berechnet

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{d}{t} \quad (8)$$

Der Faktor 2 in der obigen Formel rührt daher, dass die Scherverformung d der Probe aus den Verformungen aller Elastomerquadern resultiert. Die Schubspannung wurde aus

$$\tau = \frac{F}{2A}, \quad (9)$$

berechnet, wobei F die gemessene Kraft und A die nominelle Grundfläche eines Elastomerquaders darstellt (40x40 mm). Der Faktor 2 in der obigen Formel berücksichtigt, dass die Kraft an den Enden der Proben über zwei Elastomerquadern abgetragen wird. Mit den ermittelten Speicher- und Verluststeifigkeiten der Proben wurden der Speichermodul $G_s(\omega)$ und der Verlustmodul $G_v(\omega)$ nach den folgenden Formeln berechnet

$$G_s(\omega) = \frac{K_s(\omega)}{A} t \quad \text{bzw.} \quad G_v(\omega) = \frac{K_v(\omega)}{A} t. \quad (10)$$

3.2.2 Einfluss der Amplitude

Abb. 23 zeigt beispielhaft den Einfluss der Amplitude. Es handelt sich um die Resultate eines Versuchs mit der Probe P3 bei Raumtemperatur (Versuchsserie 6), einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz und ohne Vorverformung. Die Referenztemperatur der Probe war 25 °C. Der Speichermodul nimmt kontinuierlich mit der Zunahme der Dehnungsamplitude ab (Abb. 23 links). Die Dehnungsamplitude entspricht der Scherdehnung γ bei der Scherverformungsamplitude d_H eines Zyklus. Mit zunehmender Amplitude flacht der Gradient der Abnahme ab. Der Herstellerwert des

Elastizitätsmodul entspricht dem Speichermodul bei einer Amplitude von etwa 70%. Kleinere Amplituden weisen einen grösseren Speichermodul als der Herstellerwert auf. Bei der kleinsten Amplitude (3.1%) ist der gemessene Speichermodul ca. 80% grösser als der Herstellerwert.

Der Verlustmodul beträgt etwa 15% des Speichermoduls und nimmt ebenfalls kontinuierlich mit der Zunahme der Amplitude ab (Abb. 23 links). Der Verlustfaktor nimmt mit zunehmender Amplitude leicht ab (von 0.17 auf 0.14), da der Verlustmodul stärker mit zunehmender Amplitude abfällt als der Speichermodul (Abb. 23 rechts).

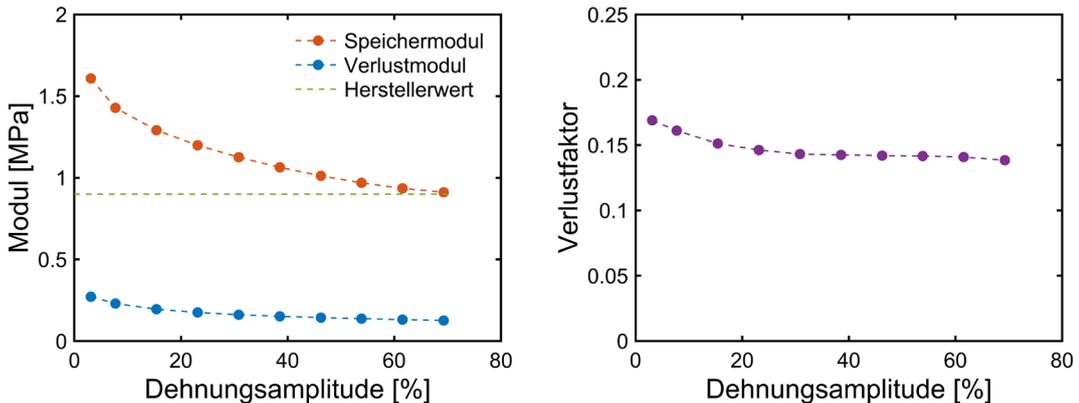


Abb. 23 Einfluss der Dehnungsamplitude auf Speichermodul, Verlustmodul und Verlustfaktor.

3.2.3 Einfluss der Temperatur

Der Einfluss der Temperatur ist beispielhaft in Abb. 24 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate der Versuche mit den Proben P2 und P3 bei einer Frequenz von 0.4 Hz und ohne Vorverformung. Der Speichermodul nimmt mit abnehmender Temperatur generell zu. Im Verhältnis zur Raumtemperatur ist die Zunahme bis zu 0 °C über den gesamten Amplitudenbereich etwa konstant (Abb. 24 links). Bei Temperaturen unterhalb 0 °C ist hingegen die Zunahme bei kleinen etwas stärker als bei grossen Amplituden.

Auch der Verlustfaktor nimmt mit abnehmender Temperatur zu (Abb. 24). Die Zunahme ist jedoch deutlich stärker als beim Speichermodul (Abb. 24 rechts) und ist ausser bei -20 °C über den gesamten Amplitudenbereich nahezu konstant. Die Abkühlung von -10 °C zu -20 °C führt fast zu einer Verdoppelung des Verlustfaktors.

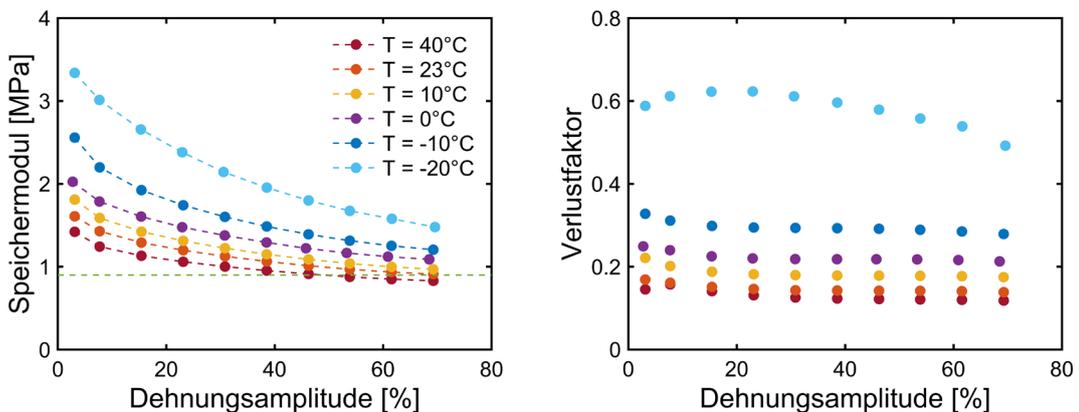


Abb. 24 Einfluss der Temperatur T auf Speichermodul und Verlustfaktor.

Im Verhältnis zur Raumtemperatur ist der Einfluss der Temperatur bis zur einer Temperatur von 0 °C nahezu unabhängig von der Dehnungsamplitude (Abb. 25). Bei -10 °C erkennt man beim Speichermodul einen grösseren Einfluss bei kleinen im Vergleich zu den grossen Amplituden. Bei -20 °C hängt der relative Einfluss der Temperatur deutlich von der Amplitude ab.

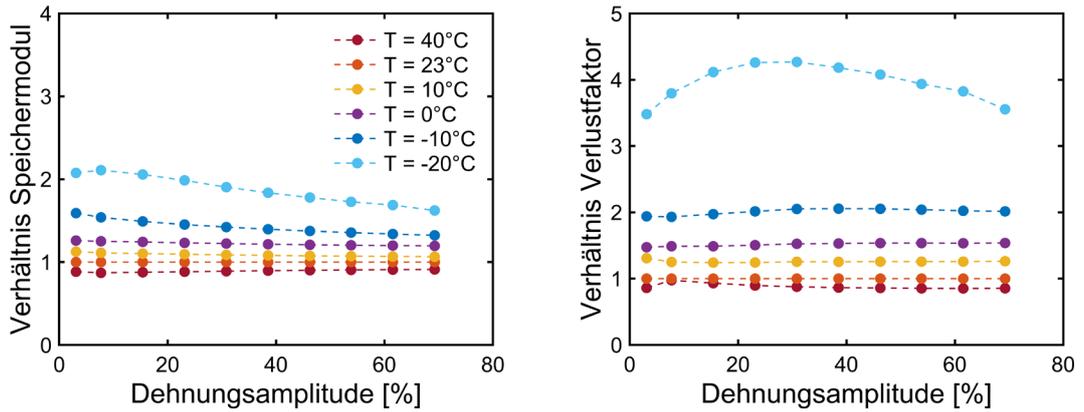


Abb. 25 Einfluss der Temperatur T auf Speichermodul und Verlustfaktor im Verhältnis zur Raumtemperatur.

3.2.4 Einfluss der Anregungsfrequenz

Der Einfluss der Frequenz ist beispielhaft in Abb. 26 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate der Versuche der Probe 3 bei Raumtemperatur (23 °C) und ohne Vorverformung. Die Anregungsfrequenz hat praktisch keinen Einfluss auf den Speichermodul und Verlustfaktor. Wesentlich anders ist der Einfluss der Anregungsfrequenz bei -20 °C (Abb. 27). Bei dieser Temperatur sind deutliche Unterschiede zu erkennen. Speichermodul wie auch Verlustfaktor nehmen mit zunehmender Frequenz zu. Beim Speichermodul nehmen die Unterschiede mit zunehmender Dehnungsamplitude ab. Beim Verlustfaktor sind die Unterschiede über den gesamten Amplitudenbereich etwa gleichmässig.

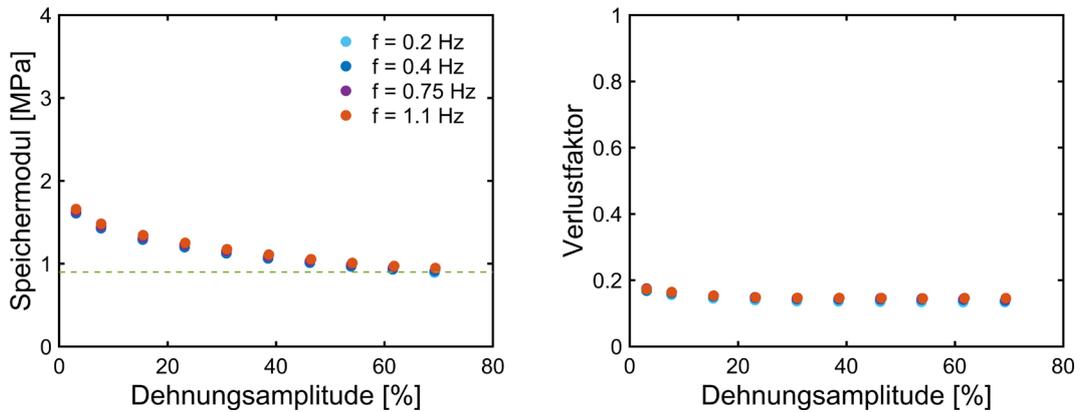


Abb. 26 Einfluss der Anregungsfrequenz f auf Speichermodul und Verlustfaktor bei Raumtemperatur.

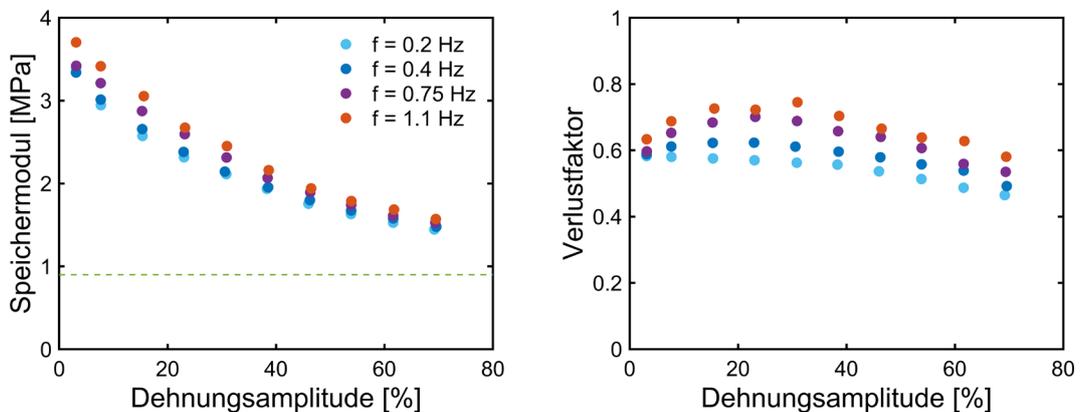


Abb. 27 Einfluss der Anregungsfrequenz auf Speichermodul und Verlustfaktor bei -20 °C.

Tab. 6 fasst den Mittelwert der Zunahme über den gesamten Amplitudenbereich bezüglich der Raumtemperatur für die verschiedenen Anregungsfrequenzen zusammen. Die Zunahme ist vor allem bei Temperaturen unter 0 °C etwas stärker.

Tab. 6 Mittelwert der Zunahme des Speichermoduls und Verlustfaktors bezüglich der Raumtemperatur.

Temperatur [°C]	Anregungsfrequenz [Hz]			
	0.20	0.40	0.75	1.10
-20	1.84 / 3.83	1.88 / 3.95	1.94 / 4.20	2.00 / 4.45
-10	1.38 / 1.89	1.43 / 2.01	1.47 / 2.18	1.50 / 2.32
0	1.17 / 1.52	1.22 / 1.52	1.27 / 1.55	1.28 / 1.60
10	1.06 / 1.26	1.09 / 1.26	1.10 / 1.27	1.11 / 1.29
40	0.88 / 0.90	0.89 / 0.88	0.90 / 0.87	0.89 / 0.88

3.2.5 Einfluss der Vorverformung

Der Einfluss der Vorverformung auf den Speichermodul und den Verlustfaktor ist beispielhaft in Abb. 28 dargestellt. Es handelt sich um die Resultate der Versuche mit der Probe P2 bei Raumtemperatur und einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz. Zyklen mit Amplituden gleicher Dehnung haben bei einer Vorverformung von 15.2% Scherdehnung einen deutlich kleineren Speichermodul. Dieses Verhalten ist bei allen Temperaturen zu beobachten (Abb. 29 links). Bei Raumtemperatur und bei 40 °C stimmen die Speichermodule ohne Vorverformung mit jenen überein, die mit Vorverformung eine gleich grosse totale Scherdehnung (Summe der Scherdehnung aus der Vorverformung und zyklischen Amplitude) ausgesetzt werden (Abb. 29 rechts). Bei tiefen Temperaturen sind hingegen die Speichermodule mit Vorverformung grösser.

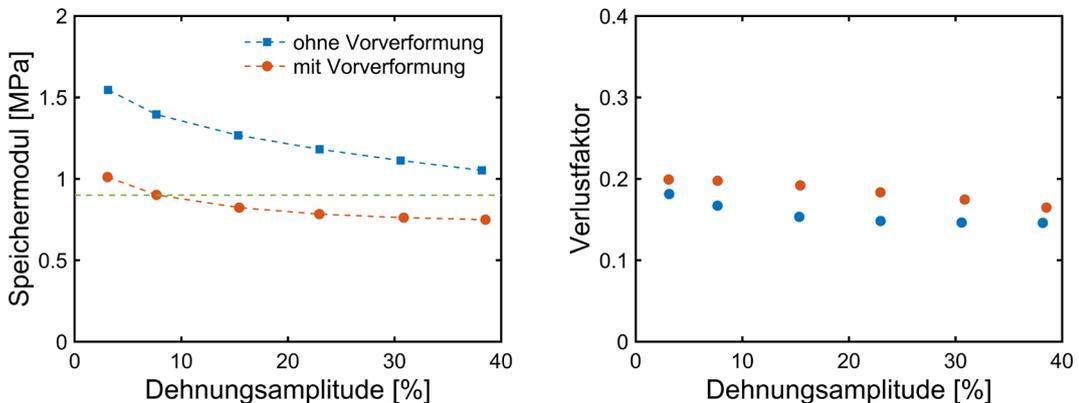


Abb. 28 Einfluss der Vorverformung auf Speichermodul und Verlustfaktor.

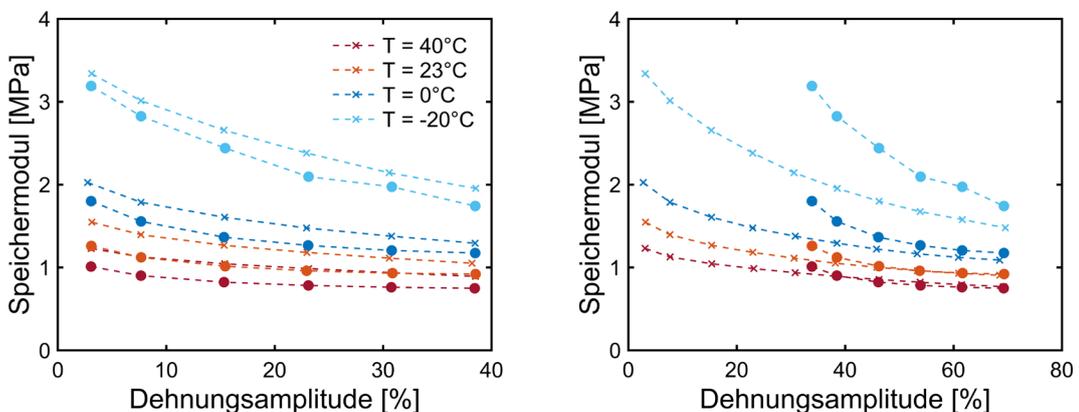


Abb. 29 Einfluss der Vorverformung auf den Speichermodul bei verschiedenen Temperaturen.

Der Einfluss der Vorverformung auf den Verlustfaktor zeigt ein anderes Bild. Dieser ist immer grösser als der Verlustfaktor ohne Vorverformung (Abb. 30). Die Zunahme nimmt mit abnehmender Temperatur zu.

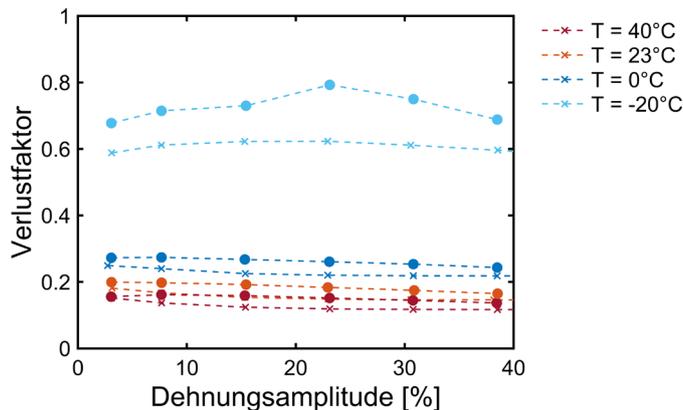


Abb. 30 Einfluss der Vorverformung auf den Verlustfaktor bei verschiedenen Temperaturen.

3.3 Resultate der Relaxationsversuche

Des Relaxationsverhalten einer Kleinprobe ist beispielhaft in Abb. 31 dargestellt. Es handelt sich dabei um die Versuche mit der Kleinprobe P3 bei einer Temperatur von 10 °C. In der Abbildung links ist das Zeit-Kraft-Diagramm der 3 Versuche mit jeweils verschiedenen Endverformungen d_E (3.08 mm, 6.26 mm und 12.30 mm) dargestellt. Nach der Belastungsphase relaxiert das Elastomer während 180 Sekunden. Die Relaxation erfolgt relativ schnell, da nach dieser Zeit der Endzustand nahezu erreicht ist. Die Entlastung auf eine Verformung von 0 mm führt zu negativen Kräften, da die Kraftänderung der Entlastungsphase etwa der Kraftänderung der Belastungsphase entspricht. In der Abbildung rechts ist das Kraft-Verformungsdiagramm dargestellt. In der Belastungsphase verhält sich das Elastomer in allen drei Versuchen gleich. Die Tangentensteifigkeit nimmt mit grösser werdenden Verformungen ab, was im Einklang mit den Resultaten der zyklischen Versuche ist. Sie ist ab einer Verformung von 6 mm (30% Scherdehnung) etwa konstant. Die Hysterese nimmt mit zunehmenden Endverformungen zu, was ebenfalls im Einklang mit den Resultaten der zyklischen Versuche ist.

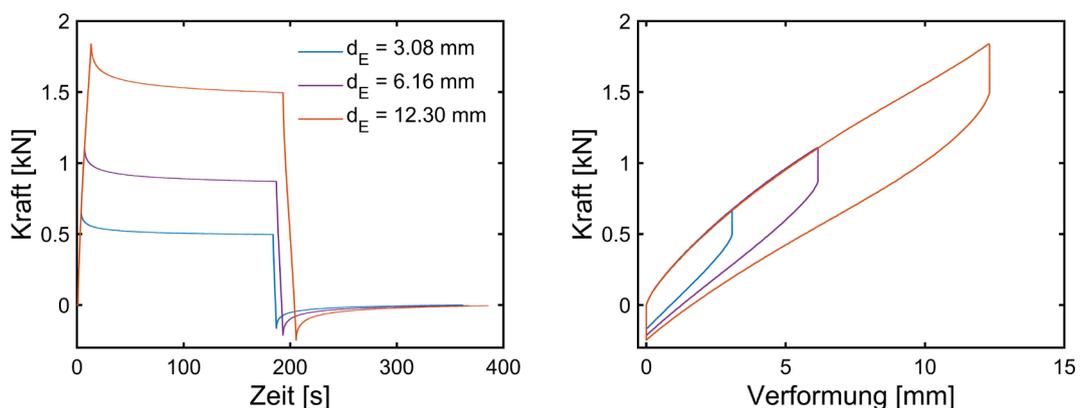


Abb. 31 Relaxationsverhalten bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/s.

Die Auswirkung der Belastungsgeschwindigkeit ist in Abbildung Abb. 32 aufgezeigt. Der dargestellte Versuch ist mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0.2 mm/s durchgeführt worden. In der Abbildung links ist das Zeit-Kraft-Diagramm der 3 Versuche mit jeweils verschiedenen Endverformungen d_E (3.08 mm, 6.26 mm und 12.30 mm) dargestellt. Das Zeit-Kraft-Diagramm der Belastungsphase zeigt eine deutlich konvexe Krümmung. Diese wird vornehmlich durch die bereits in der Belastungsphase einsetzenden Relaxation

verursacht. Die Auswirkung der Relaxation in der Belastungsphase ist auch sehr gut im Kraft-Verformungsdiagramm zu sehen. Die Kraft-Verformungskurve bei der kleineren Belastungsgeschwindigkeit (durchgezogene Linie) verläuft etwas flacher und weist dadurch kleinere Tangentensteifigkeiten auf, als die Kraft-Verformungskurve bei der hohen Belastungsgeschwindigkeit (gestrichelte Linie). Zudem nimmt die Kraft bei der Endverformung mit kleinerer Belastungsgeschwindigkeit ab. Die Differenz ist durch die Relaxation während der Belastungsphase hervorgerufen. Der Wert der Kraft nach der Relaxationsphase bleibt hingegen unverändert.

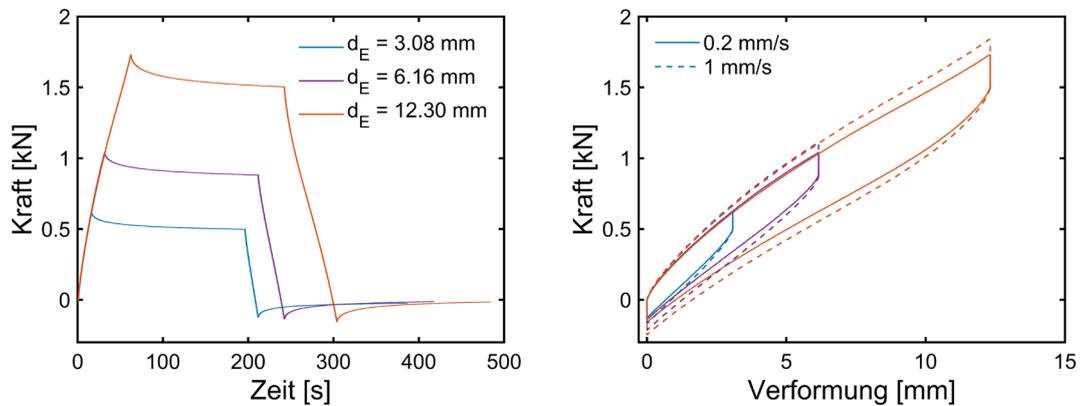


Abb. 32 Relaxationsverhalten bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 0.2 mm/s.

Die Relaxation während der Belastungsphase beeinflusst auch die Versuche bei einheitlicher Belastungsgeschwindigkeit. Das linke Diagramm in *Abb. 33* zeigt den Zeitausschnitt mit der Relaxationsphase der Kraft bei verschiedenen Endverformungen d_E (3.08 mm, 6.26 mm und 12.30 mm). Um einen direkten Vergleich zwischen den verschiedenen Endverformungen d_E zu ermöglichen, wurde der Kraftverlauf mit der maximalen Kraft am Ende der Belastungsphase skaliert. Die Kurven mit verschiedenen Endverformungen sind klar voneinander getrennt. Der Abfall des Verhältnisses der Kraft nach der Relaxationsphase ist bei der kleinsten Endverformung am grössten und nimmt mit zunehmender Endverformung ab. Dies kann auf ein nichtlineares Verhalten des Materials hinweisen, wird aber teilweise durch die Relaxation während der Belastungsphase hervorgerufen und tritt deshalb auch bei rein viskoelastischem Verhalten des Materials auf. Da bei grösseren Endverformungen mit gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit die Belastungsphase länger dauert, nimmt der Effekt der Relaxation zu. Deshalb sind die Endwerte des Verhältnisses der Kraft nach der Relaxationsphase bei der kleineren Belastungsgeschwindigkeit auch deutlich grösser (*Abb. 33* rechts).

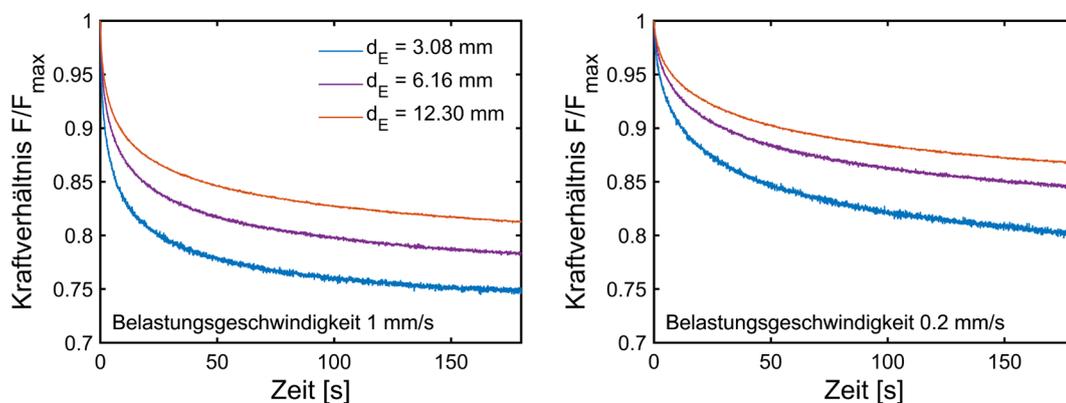


Abb. 33 Relaxationsverhalten in der Relaxationsphase.

Das Relaxationsverhalten wird durch die Relaxationszeit und den Kraftabfall charakterisiert. *Abb. 33* gibt vorwiegend Auskunft über den Kraftabfall als über die Relaxationszeit. Um einen direkten Vergleich zu ermöglichen, wurde der Kraftverlauf so skaliert, dass er zwischen den Werten 0 und 1 variiert. Mit dieser Normierung lässt sich

die Relaxationszeit besser untersuchen. Das linke Diagramm in Abb. 34 zeigt im Detail das Zeit-Kraft-Verhalten während der Relaxationsphase der drei Versuche mit verschiedenen Endverformungen d_E bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/s. Die Kurven sind nun wesentlich näher zusammen als in Abb. 33.

Würde die Relaxation rein exponentiell erfolgen, so müsste jede inkrementelle Halbierung des Abfalls gleich lang dauern (konstante Halbwertszeit). Das rechte Diagramm in Abb. 34 zeigt jedoch, dass die Halbwertszeit zunimmt. Die erste Halbierung des Anfangswertes dauert ca. 4 bis 7 Sekunden. Eine zusätzliche Halbierung dauert hingegen bereits ca. 15 bis 25 Sekunden. Die weitere Halbierung dauert noch etwas länger (ca. 30 bis 40 Sekunden). Die Relaxation startet schnell und verlangsamt sich mit zunehmender Abnahme. Die Verlangsamung scheint etwa proportional mit den Halbierungsschritten zuzunehmen. Die kleinere Zunahme der Halbierungsperiode im 4. Halbierungsschritt dürfte auf die Skalierung zurückzuführen sein, die mit einer endlichen Relaxationszeit durchgeführt wurde. Die qualitative Analyse zeigt, dass das Relaxationsverhalten des Elastomers grundsätzlich nichtlinear ist.

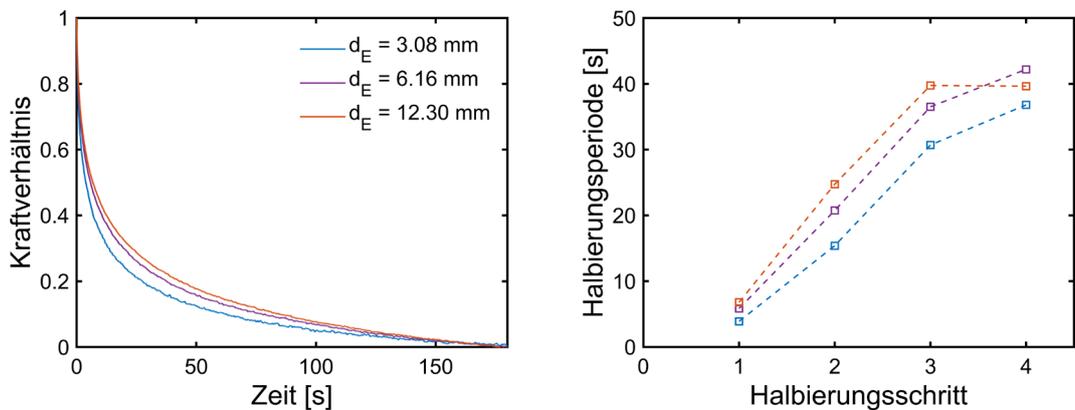


Abb. 34 Relaxationsverhalten (links) und Halbierungsperiode (rechts) bei verschiedenen Endverformungen d_E .

Aufgrund des beschriebenen Relaxationsverhaltens ist der Einfluss der Temperatur daher nur bei gleichen Belastungsgeschwindigkeiten und Endverformungen direkt vergleichbar. Das linke Diagramm in Abb. 35 zeigt das Relaxationsverhalten bei einer Endverformung von 3.08 mm (Scherdehnung von 15.4%). Es stellt die Belastungs- und Relaxationsphase dar, wobei das Kraftverhältnis mit der maximalen Kraft am Ende der Belastungsphase gebildet worden ist. Das Bild zeigt deutlich, dass mit abnehmenden Temperaturen der Kraftabfall durch die Relaxation grösser wird. Während bei 40 °C die relative Abnahme der Kraft etwa 18% beträgt, nimmt sie bei -20 °C auf 45% zu.

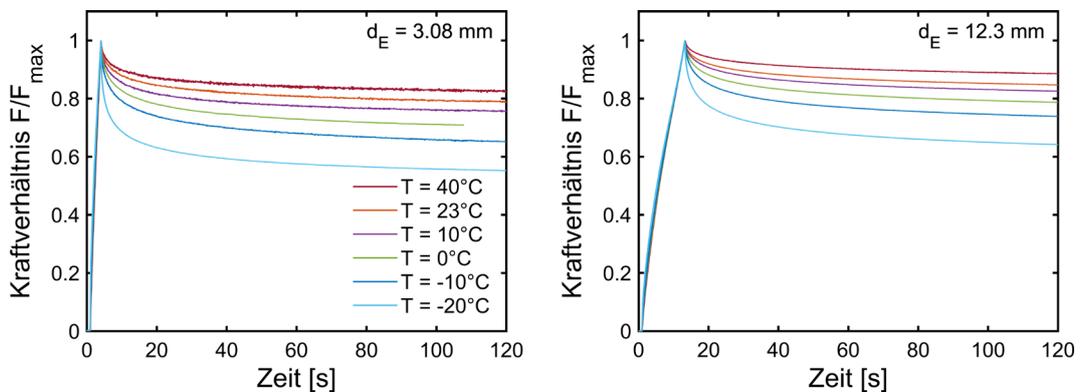


Abb. 35 Relaxationsverhalten bei verschiedenen Temperaturen T und zwei Endverformungen d_E .

Abb. 35 rechts zeigt das Relaxationsverhalten bei den Versuchen mit einer Endverformung von 12.3 mm (Scherdehnung von 61.5%). Sie bestätigen im Wesentlichen die Ergebnisse mit einer Endverformung von 3.08 mm. Die Abnahme der

Kraft durch die Relaxation fällt kleiner aus: 12% bei 40 °C und 36% bei -20 °C. Diese Reduktion dürfte teilweise auf die länger andauernde Belastungsphase zurückzuführen sein, die ein Teil der Relaxation bereits enthält.

3.4 Erster Belastungszyklus

Die Bestimmung des Speichermoduls, des Verlustmoduls und des Verlustfaktors werden mit den Messdaten des stationären Zustands durchgeführt. Dieser Zustand stellt sich im Versuch spätestens nach einigen Zyklen ein. Die Analyse des ersten Zyklus lohnt sich ebenfalls, da daraus die Bedeutung des Mullins-Effekt ermittelt werden kann. In diesem Zusammenhang ist insbesondere die Anfangsphase des ersten Zyklus wichtig, bis die Verformung die Amplitude des Zyklus erreicht hat.

Abb. 36 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Diagramme zweier Versuche mit einer Anregungsfrequenz von 1.1 Hz. Im linken Diagramm, das den Versuch bei einer Temperatur von 23 °C zeigt, stellt sich der stationäre Zustand nach etwa 2 Zyklen ein. Bei dieser Temperatur ist der Unterschied zwischen den ersten Zyklen (blaue Kurve) und dem stationären Zustand (rote Kurve) klein. Die unmittelbare Anfangsphase des ersten Zyklus verläuft steifer und die Kurve schmiegt sich allmählich an die Trajektorien der restlichen Zyklen an. Wesentlich anders ist der Spannungs-Dehnungs-Verlauf bei einer Temperatur von -20 °C (Diagramm rechts). Ein stationärer Zustand stellt sich nur sehr langsam ein. Nach insgesamt acht Zyklen ist er nahezu erreicht. Auffallend ist auch, dass der nachfolgende Zyklus immer vom vorhergehenden umfasst wird. Dies führt dazu, dass die maximale Spannung eines Zyklus wie auch die in einem Zyklus dissipierte Energie bei jedem Zyklus kleiner wird. Der Speicher- und Verlustmodul nehmen ebenfalls mit jedem Zyklus ab. Die Anfangsphase des ersten Zyklus ist wesentlich steifer.

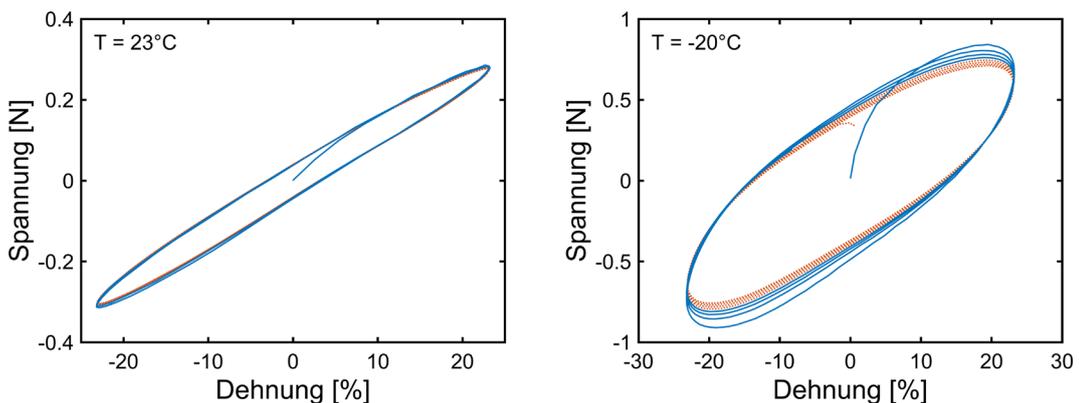


Abb. 36 Hysterese bei zwei Temperaturen.

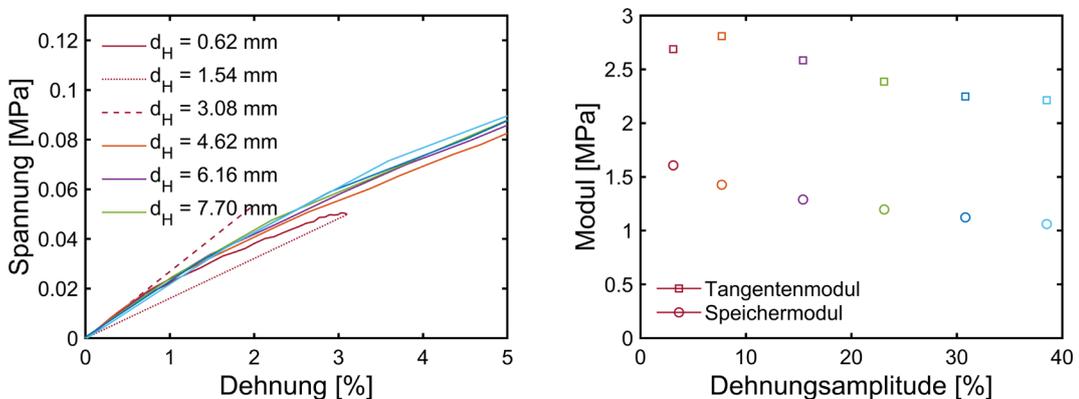


Abb. 37 Initialer Tangentenmodul bei verschiedenen Zyklusamplituden d_H .

Wie später gezeigt wird, lässt sich der initiale Tangentenmodul, der die Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen charakterisiert, physikalisch interpretieren. Im linken Diagramm der Abb. 37, der die unmittelbare Anfangsphase des ersten Zyklus mehrerer Versuche

mit verschiedener Zyklusamplituden darstellt, ist der initiale Tangentenmodul als gestrichelte, gerade Linie dargestellt. Es handelt sich dabei um Versuche der Probe P3 bei 23 °C und einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz. Der initiale Tangentenmodul ist generell immer grösser als der Speichermodul (punktierte Gerade).

Dieser Sachverhalt ist in Abb. 37 rechts ersichtlich, welche die initialen Tangentenmoduln und die Speichermoduln darstellt. Abb. 37 links zeigt, dass der initiale Tangentenmodul nahezu unabhängig von der Zyklusamplitude ist, da jede Kurve im Ursprung näherungsweise die gleiche Neigung aufweist. In Abb. 37 rechts nimmt zwar der initiale Tangentenmodul mit zunehmender Amplitude etwas ab. Diese Abnahme dürfte jedoch darauf zurückzuführen sein, dass mit zunehmender Zyklusamplitude bei gleicher Anregungsfrequenz die Verformungsgeschwindigkeit proportional zur Zyklusamplitude zunimmt. Bei unveränderter Datenerfassungsrate werden die Differenzen der Verformung grösser, sodass bei einem konkaven Spannungs-Dehnungs-Verlauf der initiale Tangentenmodul abnimmt. Insgesamt ist daher der initiale Tangentenmodul näherungsweise unabhängig von der Verformungsgeschwindigkeit.

Der initiale Tangentenmodul ist auch weitgehend unabhängig von der Anregungsfrequenz. Dies ist in Abb. 38 links ersichtlich, die den ersten Viertelzyklus der Versuche mit der Probe P3 bei einer Zyklusamplitude von 1.6 mm und einer Temperatur von 23 °C zeigt. Die Kurven weichen wenig voneinander ab. Da bei gleichbleibender Zyklusamplitude, die Verformungsgeschwindigkeit proportional zur Anregungsfrequenz ist, bestätigt dies die weitgehende Unabhängigkeit des initialen Tangentenmoduls wie auch des Speichermoduls von der Verformungsgeschwindigkeit. Dies ist auch aus Abb. 38 rechts ersichtlich, die den initialen Tangentenmodul und den Speichermodul zeigt. Die Abnahme des initialen Tangentenmoduls bei den zwei höheren Anregungsfrequenzen dürfte wieder auf die grössere Differenzbildung zurückzuführen sein.

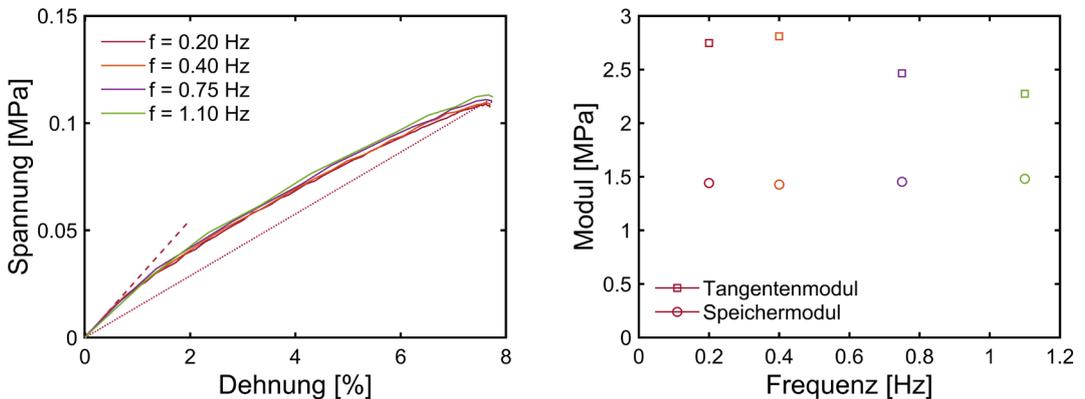


Abb. 38 Initialer Tangentenmodul bei verschiedenen Anregungsfrequenzen f .

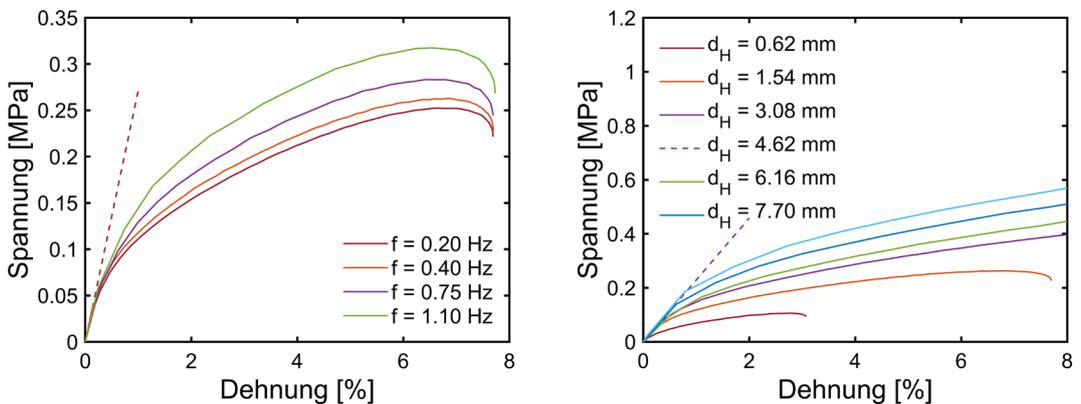


Abb. 39 Initialer Tangentenmodul bei -20 °C.

Die Auswertung der zyklischen Versuche hat gezeigt, dass bei -20 °C der Speichermodul und der Verlustfaktor von der Anregungsfrequenz beeinflusst wird (Abb. 27). Der initiale Tangentenmodul scheint hingegen auch bei dieser Temperatur weitgehend unabhängig

von der Verformungsgeschwindigkeit zu sein. Abb. 39 zeigt die Anfangsphase des ersten Zyklus mit unterschiedlichen Anregungsfrequenzen und Zyklusamplituden. Obwohl die einzelnen Kurven bereits bei kleinen Dehnungen deutlich voneinander abweichen, weisen sie im Ursprung eine ähnliche Steigung auf.

Die Temperatur hat hingegen einen wesentlichen Einfluss auf den initialen Tangentenmodul, wie Abb. 40 zeigt. Im linken Diagramm stellt sie die Anfangsphase des ersten Zyklus der Versuche mit einer Zyklusamplitude von 1.62 mm und einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz dar. Die Kurven sind nun klar voneinander getrennt und zeigen ein mit abnehmenden Temperaturen generell steiferes Verhalten. Der initiale Tangentenmodul nimmt daher mit abnehmenden Temperaturen zu. Dieses Verhalten ist im Einklang mit dem Speichermodul, der ebenfalls mit abnehmenden Temperaturen zunimmt. Wie das rechte Diagramm in Abb. 40 zeigt, nimmt der initiale Tangentenmodul wesentlich stärker zu als der Speichermodul im stationären Zustand.

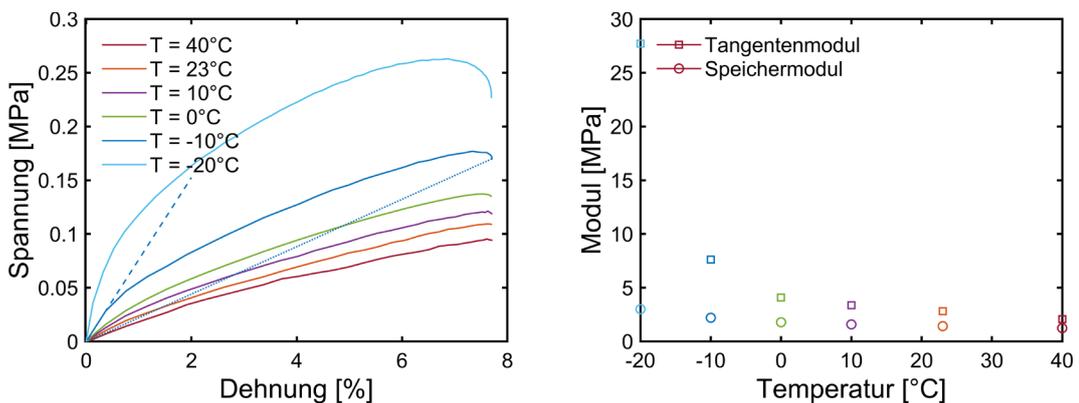


Abb. 40 Initialer Tangentenmodul bei verschiedenen Temperaturen.

3.5 Fazit

Die Abnahme des Speichermoduls und des Verlustmoduls mit zunehmenden Amplituden der Zyklen entspricht qualitativ den Beobachtungen der Versuche an den Lagern. Rechnet man die Steifigkeiten der Lager in Speicher- und Verlustmodule um, indem man die nominelle Grundfläche und Dicke der Elastomerschichten der Lager verwendet, so lassen sich die Resultate der Kleinproben mit denen der Lager auch quantitativ vergleichen.

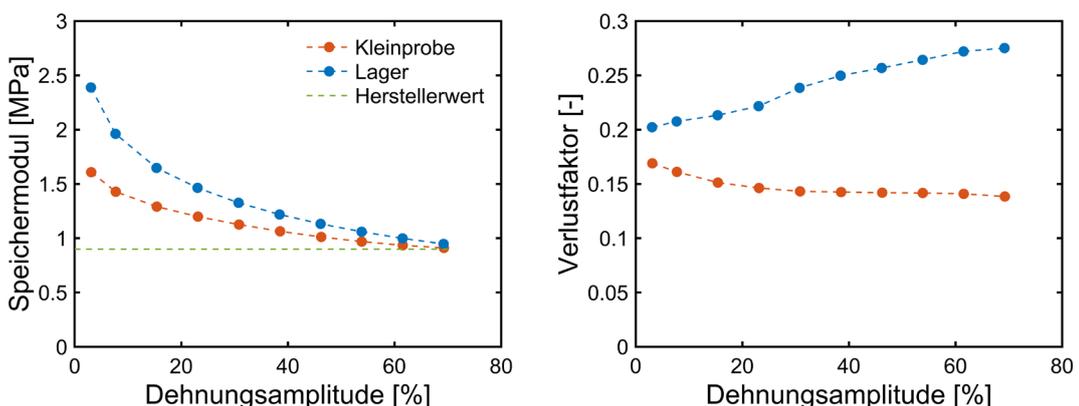


Abb. 41 Vergleich des Einflusses der Amplitude bei Kleinproben- und Lagerversuchen.

Abb. 41 vergleicht die Speichermodule der beiden Versuche. Die Kleinprobe P3 wies eine Temperatur von 23 °C und das Lager eine Temperatur von 27 °C auf. Die Anregungsfrequenz betrug 0.4 Hz. Die vertikale Auflast des Lagers betrug 400 kN. Der Speichermodul des Lagers ist nur bei einer Dehnungsamplitude um 70% etwa gleich wie der Speichermodul der Kleinprobe. Im restlichen Amplitudenbereich ist er immer grösser und das Grössenverhältnis nimmt mit abnehmender Dehnungsamplitude auf etwa 1.5 bei

3% Scherdehnung zu. Der an dem Lager gemessene Verlustfaktor ist ebenfalls stets grösser als der an der Kleinprobe gemessene Verlustfaktor. Deren Differenz nimmt im Gegensatz zum Speichermodul mit zunehmender Dehnungsamplitude zu.

Unterschiedlich ist auch der Einfluss der Vorverformung. An den Lagern wurde kein Einfluss der Vorverformung festgestellt (Abb. 16). Die Quadrupelproben wiesen hingegen einen deutlichen Einfluss auf (Abb. 28). Dieses Verhalten entspricht den Informationen aus der Literatur. Die Ursache für dieses unterschiedliche Verhalten bleibt ebenfalls unbekannt.

Die Ursache für das unterschiedliche Verhalten von Lagern und Kleinproben konnte im Rahmen dieses Projekts nicht weiter untersucht werden. Eine mögliche Ursache könnte das unterschiedliche Verhältnis zwischen Grundfläche und Schichtdicke einer Elastomerschicht sein, welche in den Lagern aufgrund der steifen Stahlplatten einen mehrschichtigen Spannungs- und Verformungszustand generieren. Dies dürfte das Verformungsverhalten nicht nur bei Auflasten sondern auch bei Scherbeanspruchungen beeinflussen. Darüber hinaus könnte auch der Herstellungsprozess einen Einfluss ausüben, da ebenfalls aufgrund des unterschiedlichen Verhältnisses zwischen Grundfläche und Schichtdicke die Abkühlung eines Elastomerlagers langsamer und ungleichmässiger abläuft als bei einer Quadrupelprobe. Die Resultate der Kleinprobenversuche dürften eher das reine Materialverhalten des Elastomers beschreiben als die Resultate der Lagerversuche, die das Systemverhalten der Lager wiedergeben.

An den Lagern wurde kein Einfluss der Anregungsfrequenz auf die Speichersteifigkeit und den Verlustfaktor festgestellt (Abb. 12). Die Kleinprobenversuche bei Raumtemperatur bestätigen im Wesentlichen diese Beobachtung (Abb. 26). Das Systemverhalten der Lager bei unterschiedlichen Anregungsfrequenzen dürfte daher vorwiegend durch die Eigenschaften des Elastomers definiert sein. Dieser Sachverhalt ist ohne weiteres nachvollziehbar, da der Elastizitätsmodul und die Dämpfung des Baustahls bei den untersuchten Anregungsfrequenzen kaum Änderungen unterworfen sind.

Der beobachtete Einfluss der Temperatur ist nicht mit den bekannten Resultaten aus der Literatur vereinbar. Im untersuchten Temperaturbereich sollte der Einfluss schwächer ausfallen. Ob bei -20 °C die Glastemperatur bereits unterschritten worden ist, ist nicht bekannt. Ungewohnt ist auch die deutliche Zunahme des Verlustfaktors mit abnehmender Temperatur, die auf eine deutlich grössere Dämpfung des Elastomers schliessen lässt. Die bei tiefen Temperaturen ermittelten Werte der Speichersteifigkeit und des Verlustfaktors dürften untere Grenzwerte sein, da bei Elastomeren auch die Dauer der tiefen Temperatur einen Einfluss hat [19]. Mit zunehmender Expositionsdauer nimmt zumindest die Steifigkeit noch zu. Gemäss der Norm EN 1337-3:2005 muss bei Prüfungen bei tiefen Temperaturen der Prüfkörper 7 Tage lange der tiefen Temperatur ausgesetzt sein [3].

Die Analyse des ersten Belastungszyklus zeigt, dass der Mullins-Effekt im untersuchten Dehnungsbereich (max. 70% Scherdehnung) klein ist. Dieses Ergebnis ist mit den Informationen aus der Fachliteratur verträglich. Die Ausnahme ist das Verhalten bei -20 °C , in dem ein deutlich erkennbarer Abfall der Speichersteifigkeit zwischen dem ersten Belastungszyklus und dem stationären Zustand zu beobachten ist. Die Analyse des ersten Belastungszyklus zeigt auch, dass der initiale Tangentenmodul nicht wesentlich von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt. Dieses Ergebnis ist konsistent mit dem schwachen Einfluss der Anregungsfrequenz auf die Speichersteifigkeit und den Verlustfaktor.

4 Versuche an den Elastomerlagern des Viaduc de Matran

4.1 Versuche

4.1.1 Einführung

Im Rahmen der Bearbeitung des Forschungsprojekts wurde von der Begleitkommission vorgeschlagen, mit dem ASTRA abzuklären, ob die Elastomerblocklager der Zwillingsbrücke "Pont Jura" des "Viaduc de Matran", an der die Bremsversuche durchgeführt wurden, ausgebaut werden könnten, um ihre Kraft-Verformungseigenschaften mit Laborversuchen zu untersuchen. Dies würde eine zuverlässigere Interpretation der Resultate der Bremsversuche mit Modellrechnungen erlauben. Das Anliegen ist vom ASTRA aufgenommen worden, sodass im September/Oktober 2020 eine Gesamterneuerung der Lager des "Viaduc de Matran" durchgeführt wurde. Dadurch konnten die ausgebauten Lager im Rahmen dieses Projekts untersucht werden.

4.1.2 Ziel

Das Ziel der Versuche war, analog zu den Versuchen an den modernen Lagern, die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften sowie die Nichtlinearität der Lager zu charakterisieren. Mit den Versuchen sollte der Einfluss folgender Grössen untersucht werden:

- Auflast der Lager,
- Horizontale Amplitude der zyklischen Schwingungen,
- Frequenz der zyklischen Schwingungen,
- Vorverformung der Lager.

Der Parameterbereich der Einflussgrössen wurde aufgrund der Gegebenheiten des "Viaduc de Matran" und der Leistungsfähigkeit der Prüfmaschine festgelegt.

4.2 Versuchskörper

Insgesamt wurden an der Zwillingsbrücke "Pont Jura" 8 Elastomerlager ausgebaut. Es handelte sich um modern aussehende Elastomer-Blocklager (Abb. 42 links). Anhand von Aufklebern konnte als Hersteller die deutsche Firma Gumba GmbH und Co. KG identifiziert werden. Die Abmessungen und das Gewicht der Lager sind in Tab. 7 zusammengefasst. Die Bezeichnung der Lager beschreibt die Einbauposition an der Brücke. B steht für das Widerlager Seite Bern und V für das Widerlager Seite Vevey. J steht für das Lagerpaar Seite Jura und A für das Lagerpaar Seite Alpen. Pro Widerlager waren 4 Lager in Paaren zu 2 Lagern links und rechts des Brückenkastens eingebaut.

Tab. 7 Abmessungen und Gewicht der Lager.

Bezeichnung	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Hor. Deformation [mm]	Gewicht [kg]
B/J 1/2	403	301	81.7	10.4	31.6
B/J 2/2	402	302	81.7	12.2	31.5
B/A 1/2	404	300	77.6	—	30.9
B/A 2/2	403	303	81.7	10.7	31.8
V/J 1/2	403	302	82.2	4.9	32.2
V/J 2/2	403	302	82.4	5.2	31.5
V/A 1/2	402	301	82.1	6.3	31.9
V/A 2/2	403	302	81.4	5.2	32.0

Beim Ausbau wurden die Lager teils beschädigt. Oft beschränkte sich die Beschädigung auf die Elastomer-Deckschichten (Abb. 42 *rechts*). Das Lager B/A 1/2 war hingegen so stark beschädigt, dass es für die Versuche nicht verwendbar war (Abb. 43). Diese Beschädigungen erlaubten jedoch die innere Struktur des Lagers direkt zu beobachten. Eine Nachfrage beim Hersteller ergab, dass dieser Lagertyp im Jahr 1973 in Deutschland zugelassen und bis weit in die 80er Jahre hergestellt wurde. Er entsprach den Bestimmungen der Norm DIN 4141, Teil 14, aus dem Jahr 1984. Die nominellen Aussenabmessungen der Lager waren 300x400x84 mm (Breite x Länge x Höhe). Sie bestanden aus 12 Stahlplatten mit einer Stärke von 2 mm. Die 11 zwischen den Stahlplatten liegenden Elastomerschichten wiesen eine Stärke von 5 mm auf. Die zwei Elastomer-Deckschichten hatten eine Stärke von 2.5 mm. Das Elastomer material war Chloropren-Kautschuk.



Abb. 42 Elastomerlager des Viaduc de Matran (*links*). Beschädigungen durch den Ausbau an einem Elastomerlager (*rechts*).



Abb. 43 Aufbau des stark beschädigten Elastomerlagers B/A 1/2.

Aus dem Vergleich zwischen der nominellen Höhe und den gemessenen Höhen (Tab. 7) ist ersichtlich, dass die Lager bleibende Verformungen in der Dicke von 1.6 bis 2.6 mm aufwiesen. Es waren auch deutliche bleibende Scherverformungen zu beobachten (Abb. 44). Während die bleibende Scherverformungen der Lager des Widerlagers Bern 10.4 bis 12.7 mm betragen, waren jene der Lager des Widerlagers Vevey etwa halb so gross (4.9 bis 6.3 mm).



Abb. 44 Bleibende Scherverformung des Lagers B/J 2/2 des Widerlagers Bern (*links*) und des Lagers V/J 1/2 des Widerlagers Vevey (*rechts*).

In den Lagern, die für die Versuche eingesetzt wurden, wurde in der Mitte der mittleren Zwischenschicht des Lagers ein Temperatursensor eingebaut. Es handelte sich um Thermoelemente des Typs K mit einem Temperaturbereich von -75 bis +250 °C. Der Einbau erfolgte indem in der Zwischenschicht eine ca. 150 mm tiefe Bohrung (Durchmesser 1 mm) eingelassen wurde. Das Ende der Bohrung wurde dann mit Temperaturpaste gefüllt, um einen guten thermischen Kontakt zwischen dem Thermoelement und dem Prüfkörper sicherzustellen. Schliesslich wurde das Thermoelement in die Bohrung platziert und fixiert.

4.2.1 Versuchsprogramm

Das Programm der zyklischen Versuche sah 3 Versuchsserien vor (Tab. 8). Die ersten drei Serien untersuchten das Verhalten der Lager bei verschiedenen Auflasten. In diesen Serien waren die maximalen Horizontalverformungen auf 45 mm begrenzt. Dies entsprach 75% der Gesamthöhe der Elastomerschichten der Lager. Auf eine grössere Scherverformung wurde verzichtet, da die Bremsversuche deutlich kleinere Scherverformung verursacht hatten und um keine Schäden an den alten Lagern zu verursachen.

Bei einer Serie wurden jeweils Lager eingesetzt, die an der Brücke als Lagerpaar die gleiche Position eingenommen hatten. Die Auswahl der Lagerpaare für die einzelnen Serien wurden aufgrund der Beschädigungen beim Ausbau vorgenommen. Das Lagerpaar mit den grössten Beschädigungen wurde für die Versuchsserie 1 mit der kleinsten Auflast eingesetzt. Das Lagerpaar mit den kleinsten Beschädigungen wurde für die Versuchsserie 3 mit der grössten Auflast eingesetzt.

Tab. 8 Versuchsprogramm.

Versuchsserie	Versuchskörper	Auflast
1	B/J 1 & 2	400 kN
2	V/J 1 & 2	800 kN
3	V/A 1 & 2	1200 kN

Die Versuchsserien bestanden aus 6 zyklischen Versuchen (Tab. 9). 3 Versuche wurden ohne künstliche Vorverformung der Lager und 3 Versuche wurden mit einer künstlichen Vorverformung von 20 mm durchgeführt. Die Vorverformung bezog sich auf den spannungsfreien Deformationszustand der Lager inklusiv den bleibenden Scherverformungen. Die drei Versuche unterschieden sich durch die Frequenz und die Amplitude der zyklischen Verformungen. Die maximale Amplitude der zyklischen Verformungen wurde entweder durch die Leistungsfähigkeit des hydraulischen Zylinders (Versuche mit 1.1 Hz) oder von der Absicht, die totale Scherverformung auf ca. die Gesamthöhe der Elastomerschichten zu begrenzen (Versuche mit 0.4 und 0.75 Hz), bestimmt.

Tab. 9 Versuche der Versuchsserien 1 bis 3.

Vorverformung d_A : 0 mm

Frequenz f [Hz]	Amplitude d_H [mm]													
	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25	30	35	40	45
0.4	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25	30	35	40	45
0.75	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25	30	35		
1.1	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25				

Vorverformung d_A : 20 mm

Frequenz f [Hz]	Amplitude d_H [mm]										
	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25	
0.4	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25	
0.75	1	2	4	6	8	10	12	15	20	25	
1.1	1	2	4	6	8	10	12	15	20		

Die Versuche wurden immer von den kleinsten zu den grössten Amplituden gefahren. Bei jeder Amplitude wurden 5 Zyklen durchgeführt und anschliessend eine Pause von 60 Sekunden eingefügt, in der die Probekörper relaxieren und abkühlen konnten. Dieses Prozedere wurde mit der nächstgrösseren Amplitude wiederholt, bis alle Amplituden durchgeführt worden waren. Im Gegensatz zu den Versuchen mit den modernen Lagern wurde in den Versuchsserien immer mit den grössten Anregungsfrequenzen begonnen, um das Erwärmen der Lager, die vor allem bei grossen Amplituden einsetzt, zu verzögern.

Vor jeder Versuchsserie wurden jeweils zwei Relaxationsversuche durchgeführt. Zuerst wurde aus der Ruhelage (Verformungsamplitude gleich Null) heraus mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 mm/s eine Verformungsamplitude von 10 mm angefahren. Diese Verformungsamplitude wurde während 2 Minuten gehalten. Daraufhin wurde wieder mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 mm/s zurück auf die Ruhelage gefahren und anschliessend die Ruhelage für 2 Minuten gehalten. Daraufhin wurde ein analoger Relaxationsversuch mit einer Amplitude von 20 mm durchgeführt.

Bei jeder Versuchsserie wurde der Belastungs- und Entlastungsvorgang auf die vorgesehene Auflast ebenfalls gemessen, um Informationen zur Lagersteifigkeit in vertikaler Richtung zu erfassen.

Die Versuchsdurchführung erfolgte analog den Versuchen an den modernen Lagern und ist in Kapitel 2.2.5 beschrieben.

4.2.2 Auswertung

Die Auswertung der zyklischen Versuche erfolgte analog den Versuchen an den modernen Lagern und ist in Kapitel 2.3.1 beschrieben. Einzig die Auswertung der gemessenen Temperaturen weichen davon ab, da pro Lager nur jeweils ein Temperatursensor eingebaut worden war. Die Lagertemperatur wurde aus dem Mittelwert der beiden Temperaturwerte bestimmt.

4.3 Resultate der zyklischen Versuche

Der Einfluss der Versuchsparameter auf die Speichersteifigkeit und den Verlustfaktor werden in diesem Kapitel beispielhaft dargestellt. Falls nicht vermerkt, erfolgt die Darstellung mit den Resultaten der Versuchsserie 2 mit einer Auflast von 800 kN und ohne Vorverformung. Die Referenztemperatur der Lager war ca. 20 °C.

4.3.1 Einfluss der Amplitude

Abb. 45 zeigt beispielhaft den Einfluss der Amplitude auf die Speichersteifigkeit, die Verluststeifigkeit und den Verlustfaktor (Anregungsfrequenz 0.4 Hz). Dieses qualitative Verhalten wurde unabhängig von der Temperatur, der Auflast, der Anregungsfrequenz und der Vorverformung bei allen Versuchen beobachtet. Sowohl Speichersteifigkeit wie Verluststeifigkeit nehmen mit der Zunahme der Amplitude ab. Bei kleinen Amplituden ist die Abnahme stärker als bei grossen Amplituden. Der Verlustfaktor, gebildet durch das Verhältnis aus Verluststeifigkeit und Speichersteifigkeit, nimmt mit der Amplitude leicht ab, da die Verluststeifigkeit schneller mit zunehmender Amplitude abfällt als die Speichersteifigkeit. Die gemessene Speichersteifigkeit bleibt im untersuchten Amplitudenbereich deutlich grösser als der Herstellerwert der Steifigkeit, der gemäss der Norm DIN 4141, Teil 14, bestimmt wurde [4].

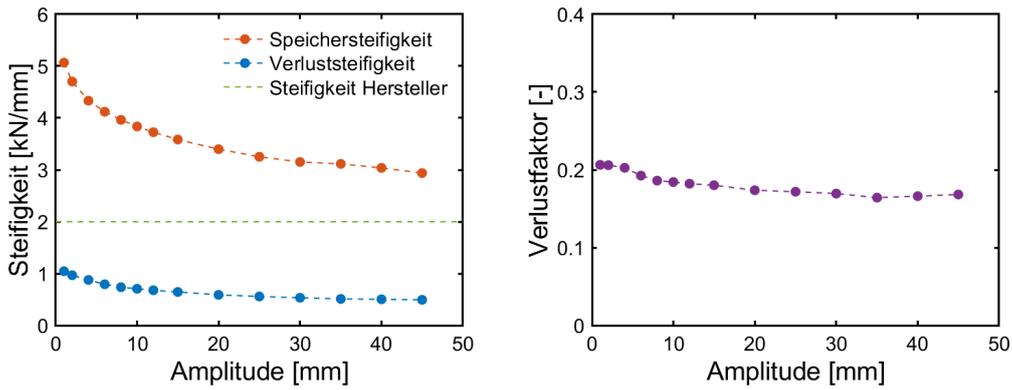


Abb. 45 Einfluss der Amplitude.

4.3.2 Einfluss der Anregungsfrequenz

Der Einfluss der Frequenz ist beispielhaft in Abb. 46 dargestellt. Speichersteifigkeit wie Verlustfaktor nehmen über den gesamten Amplitudenbereich mit zunehmender Frequenz leicht zu.

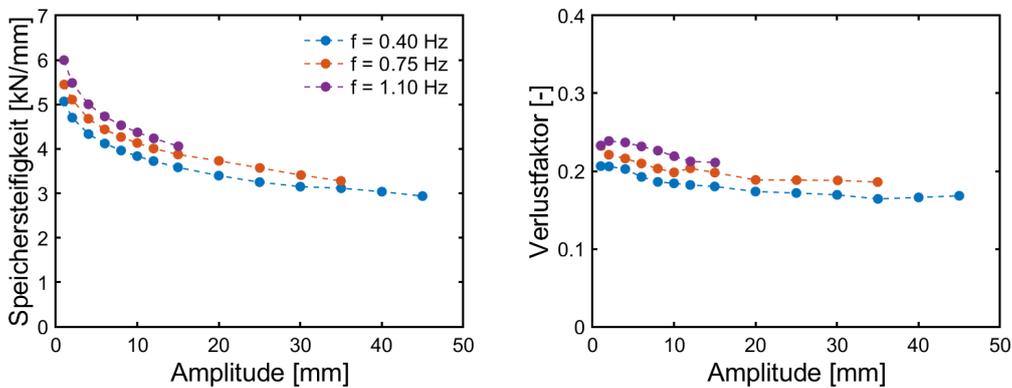


Abb. 46 Einfluss der Anregungsfrequenz f .

4.3.3 Einfluss der Auflast

Der Einfluss der Auflast ist beispielhaft in Abb. 47 dargestellt. Die Speichersteifigkeit nimmt mit zunehmender Auflast über den gesamten Amplitudenbereich leicht zu. Eine deutlichere Zunahme ist bei einer Anregungsfrequenz von 1,1 Hz zu beobachten (Abb. 48). Bei beiden Anregungsfrequenzen findet die Zunahme vor allem zwischen den Auflasten 400 kN und 800 kN statt. Der Verlustfaktor ist hingegen kaum von der Auflast beeinflusst.

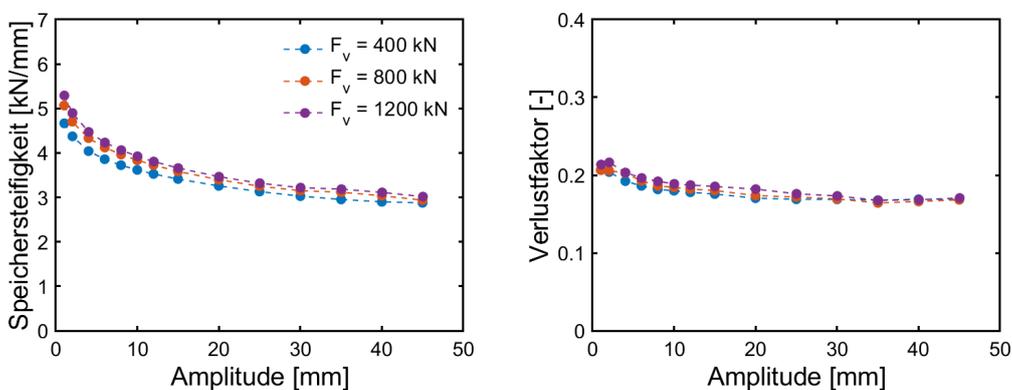


Abb. 47 Einfluss der Auflast F_v (Anregungsfrequenz 0,4 Hz)

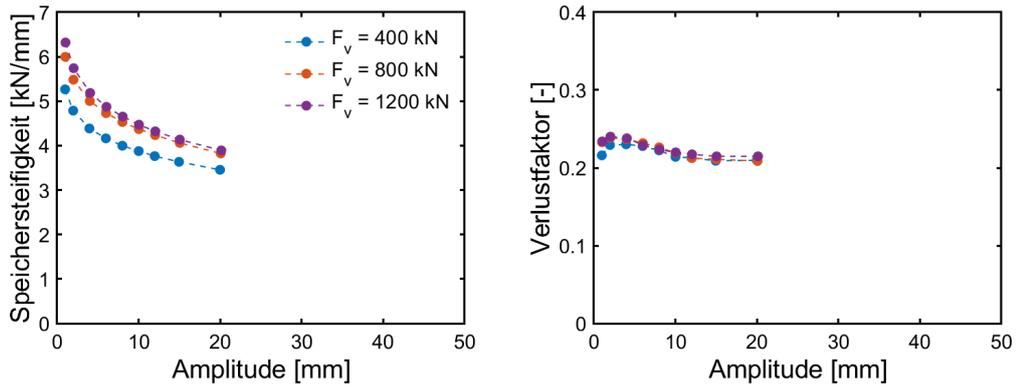


Abb. 48 Einfluss der Auflast F_V (Anregungsfrequenz 1.1 Hz)

4.3.4 Einfluss der Vorverformung

Der Einfluss der Vorverformung ist beispielhaft in Abb. 49 dargestellt. Die Speichersteifigkeit nimmt bei Auflast von 800 kN und einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz mit zunehmender Vorverformung (von $d_A = 0$ mm auf $d_A = 20$ mm) geringfügig ab (Abb. 49 links). Wird die Anregungsfrequenz auf 1.1 Hz erhöht, tritt der Unterschied zwischen mit und ohne Vorverformung stärker hervor (Abb. 50 links). Eine Erhöhung der Auflast auf 1200 kN (Anregungsfrequenz 0.4 Hz) hat hingegen keine nennenswerte Auswirkung, denn der Unterschied der Speichersteifigkeit mit und ohne Vorverformung ist vergleichbar mit einer Auflast von 800 kN (Abb. 49 links). Der Verlustfaktor zeigt generell das gleiche Verhalten wie die Speichersteifigkeit, wobei die Unterschiede etwas markanter ausfallen (Abb. 49, Abb. 50 und Abb. 51 rechts).

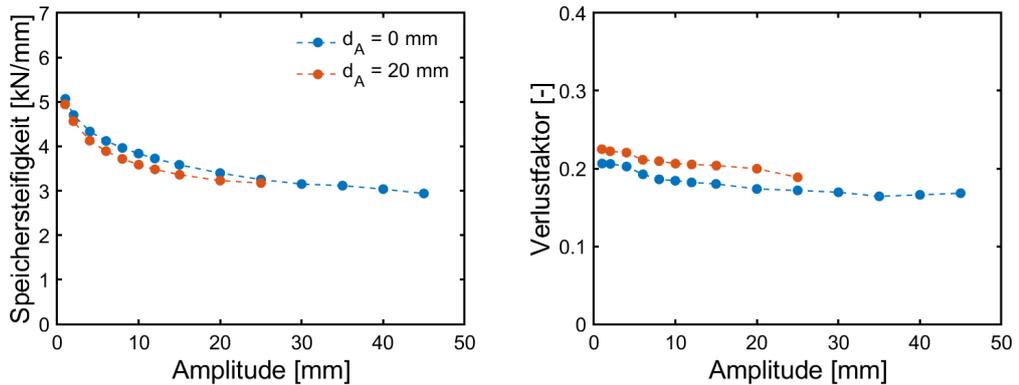


Abb. 49 Einfluss der Vorverformung d_A (Auflast 800 kN, Anregungsfrequenz 0.4 Hz)

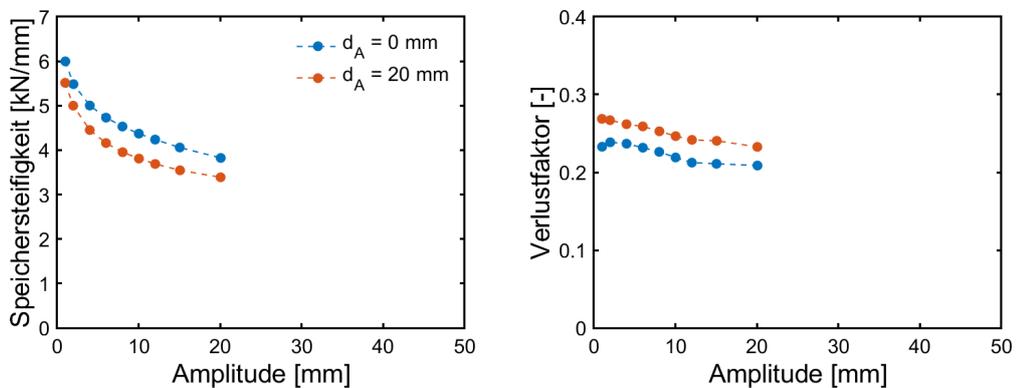


Abb. 50 Einfluss der Vorverformung d_A (Auflast 800 kN, Anregungsfrequenz 1.1 Hz)

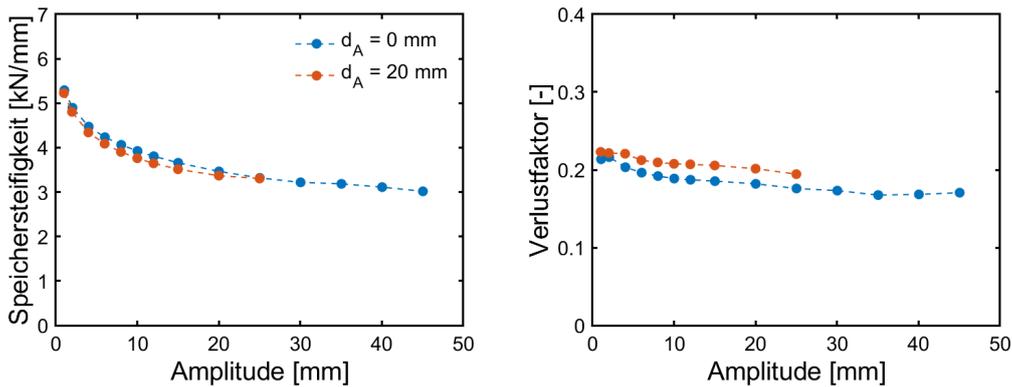


Abb. 51 Einfluss der Vorverformung d_A (Auflast 1200 kN, Anregungsfrequenz 0.4 Hz)

4.4 Fazit

Generell entspricht das Amplitudenverhalten der Speichersteifigkeit dem Verhalten, das an den modernen Elastomerlagern beobachtet wurde (Kapitel 2). Mit zunehmender Amplitude nimmt die Speichersteifigkeit deutlich ab. Die alten Lager sind jedoch wesentlich steifer als die modernen Lager. Bei einer Anregungsfrequenz von $f = 0.4$ Hz nimmt der Steifigkeitsunterschied mit zunehmender Amplitude zu (Abb. 52 links). Ein nahezu konstanter Steifigkeitsunterschied ist hingegen bei einer Anregungsfrequenz von $f = 1.1$ Hz zu beobachten (Abb. 52 rechts). Dies erfolgt, da die alten Lager mit zunehmender Frequenz steifer werden während die Steifigkeit der modernen Lager weitgehend unabhängig von der Frequenz sind. Das Verhältnis der Speichersteifigkeit zwischen alt und modern nimmt mit der Amplitude zu (Abb. 53 links).

Die kleinere Gesamtdicke aller Elastomerschichten (60 mm anstatt 65 mm) trägt zur Versteifung der alten Lager bei. Dies auch wenn man die bleibende Verformung (ca. 2 mm) berücksichtigt, die durch die permanente Auflast während der Nutzungsdauer hervorgerufen wurde. Die allgemein tiefere Lagertemperatur (20 °C) der alten Lager im Vergleich zu den modernen Lagern (30 °C) während der Versuche könnte ebenfalls etwas zur höheren Steifigkeit der alten Lager beigetragen haben. Diese Faktoren allein erklären etwa 25% des beobachtbaren Steifigkeitszuwachses. Ein von Beginn an steiferes Elastomer material, die Norm DIN 4141, Teil 14 [4], sieht einen etwas grösseren Schubmodul vor (1 N/mm² anstatt 0.9 N/mm²), sowie die Steifigkeitszunahme durch die Alterung des Elastomers dürften ebenfalls zur höheren Steifigkeit beigetragen haben. Die Zunahme des Verhältnisses der Speichersteifigkeit mit der Amplitude könnte auch mit der unterschiedlichen Dicke der Elastomerschichten verbunden sein (5 mm zu 10 mm).

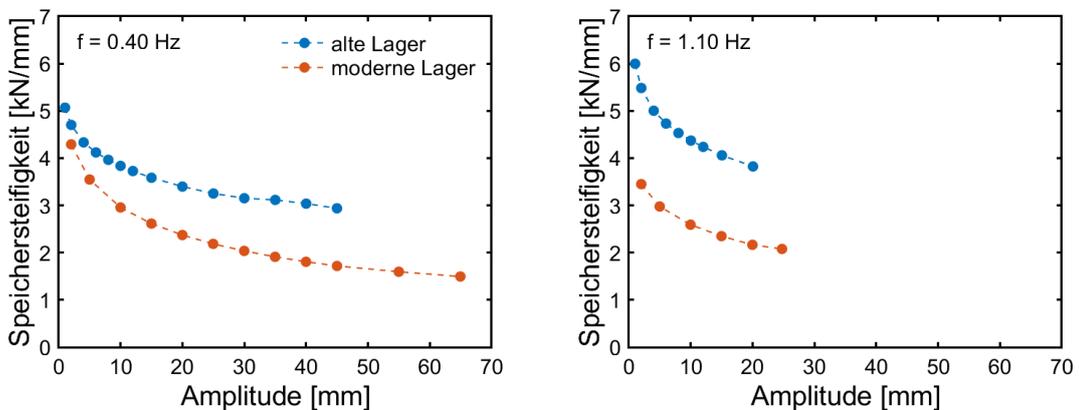


Abb. 52 Vergleich der Speichersteifigkeit bei den Anregungsfrequenzen $f = 0.4$ Hz und $f = 1.1$ Hz (Auflast F_A 800 kN).

Der Verlustfaktor der alten Lager ist bei kleinen Verformungen etwa gleich dem Verlustfaktor der modernen Lager (Abb. 53 rechts). Während bei den alten Lagern der

Verlustfaktor mit zunehmender Amplitude leicht abnahm, ist bei den modernen Lagern eine generelle Zunahme des Verlustfaktors zu beobachten.

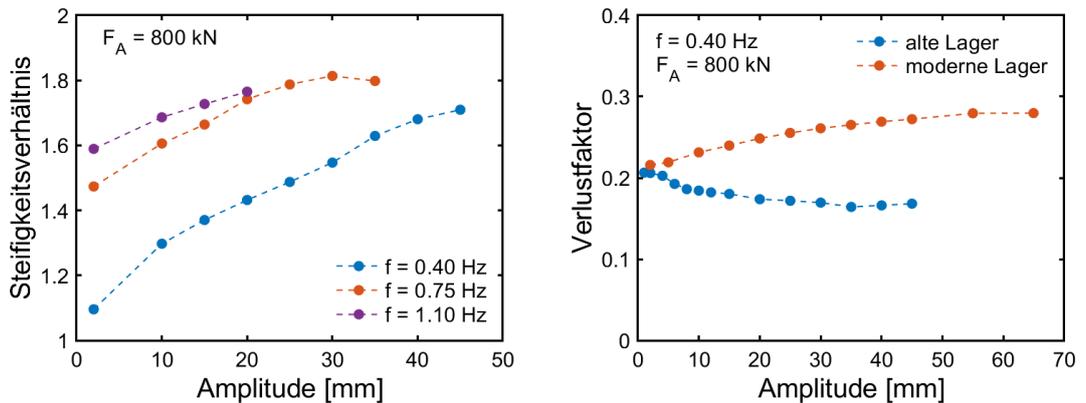


Abb. 53 Verhältnis der Speichersteifigkeit bei verschiedenen Anregungsfrequenzen f und Vergleich des Verlustfaktors zwischen alte und moderne Lager (Auflast F_A 800 kN).

Speichersteifigkeit und Verlustfaktor der alten Lager sind im Gegensatz zu den modernen Lagern leicht von der Anregungsfrequenz abhängig. Beide nehmen mit zunehmender Anregungsfrequenz zu. Dieses Verhalten weicht vom Verhalten der modernen Lager und den Kleinprobenversuchen ab. Auch die Auflast hat einen, wenn auch kleinen, Einfluss, der an den modernen Lagern nicht beobachtet worden ist. Dass die Lager mit zunehmender Auflast steifer werden, könnte auch teilweise damit zusammenhängen, dass die weniger geschädigten Lager für die grössten Auflasten eingesetzt wurden.

Auch an den alten Lagern ist kein wesentlicher Einfluss der Vorverformung zu erkennen. Die Versuchsergebnisse an den Lagern widersprechen damit den Versuchsergebnissen an den Kleinproben. Es ist daher naheliegend zu vermuten, dass die Auflast und der Schichtaufbau der Lager (mehrschichtiger Spannungszustand) dieses Verhalten hervorrufen.

5 Modell eines Elastomerlagers

5.1 Einführung

Aus den Versuchen ist ersichtlich, dass sich bewehrte Elastomerlager nichtlinear Verhalten. Die beobachtete Nichtlinearität wird durch das Elastomer hervorgerufen. Darüber hinaus weist ein Elastomer auch ein viskoses Verhalten auf, d.h. sein Kraft-Verformungsverhalten hängt von der Belastungsgeschwindigkeit ab. In diesem Kapitel soll daher ein Modell eines Elastomerlagers entwickelt werden, das ein nichtlineares viskoses Verhalten simulieren kann. Das Ziel ist es nicht, ein Modell zu entwickeln, das das beobachtete Verhalten der Lager möglichst vollumfänglich und genau wiedergibt, sondern jene Eigenschaften möglichst korrekt abbildet, die für die Interpretation der Versuche und die Validierung des linearen Brückenmodells relevant sind.

Mehrere Modelle zur Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens von Elastomerlagern, insbesondere zum Zweck der seismischen Isolation, sind aus der Fachliteratur bekannt ([20]-[25]). Diese Modelle sind zu komplex für die Zielsetzung dieser Arbeit und die Modellparameter sind nur teilweise physikalisch interpretierbar. Das Modell in dieser Arbeit basiert daher auf einer viskoplastischen Erweiterung eines viskoelastischen Modells, das wenige, physikalisch interpretierbare Modellparameter enthält, die anhand der Versuchsdaten einfach bestimmbar sind.

5.2 Viskoelastische Modelle

5.2.1 Kelvin-Voigt-Modell

Das einfachste Modell, welches das viskoelastische Verhalten eines Festkörpers wiedergeben kann, ist das Kelvin-Voigt-Modell [26]. Es besteht aus einer elastischen Feder und einem geschwindigkeitsproportionalen Dämpfer, die parallel geschaltet sind (Abb. 54).

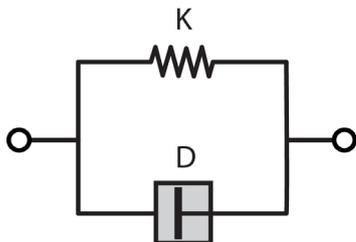


Abb. 54 Kelvin-Voigt-Modell.

Das Kraft-Verformungsverhalten dieses Modells lautet

$$F = K \cdot d + D \cdot \dot{d} \quad (11)$$

wobei K die Steifigkeit der Feder, D die Dämpfungskonstante des Dämpfers, d die Verformung und \dot{d} die Verformungsgeschwindigkeit darstellen. Führt man noch die Relaxationszeit $\tau = D / K$ ein, welche die charakteristische Zeit beschreibt, wie schnell bei einer plötzlichen Änderung ein neuer stationärer Zustand erreicht wird, so lautet die Gleichung (11)

$$\frac{F}{\tau K} = \frac{d}{\tau} + \dot{d} \quad (12)$$

Die Speicher- und Verluststeifigkeit, $K'(\omega)$ bzw. $K''(\omega)$, sowie der Verlustfaktor $\eta(\omega)$ dieses Modells sind

$$\begin{aligned}
 K'(\omega) &= K \\
 K''(\omega) &= \omega D = \omega \tau K \\
 \eta(\omega) &= \omega \frac{D}{K} = \omega \tau
 \end{aligned}
 \tag{13}$$

wobei ω die Kreisfrequenz der Schwingung ist. Die Speichersteifigkeit ist unabhängig von der Anregungsfrequenz und die Verluststeifigkeit sowie der Verlustfaktor sind proportional zur Anregungsfrequenz. Die im stationären Zustand pro Zyklus dissipierte Energie beträgt

$$E_d = \pi \omega D d_0^2 = \pi K''(\omega) d_0^2, \tag{14}$$

wobei d_0 die Amplitude der Verformung ist. Die dissipierte Energie ist daher proportional zur Verluststeifigkeit.

Das Kelvin-Voigt-Modell ist das Standardmodell der Baudynamik, um linear elastische Bauteile mit einer Dämpfung auszustatten. Dieses Modell wurde auch im Brückenmodell des Projekt AGB 2011/003 eingesetzt, um das dynamische Verhalten einer Brücke zu berücksichtigen. Während sich das Kelvin-Voigt-Modell für baudynamische Zwecke grundsätzlich eignet, ist es bei der Simulation von Kriech- und Relaxationsvorgängen nur eingeschränkt einsetzbar. Das Kriechen bei konstanter Kraft erreicht, da die Feder parallel zum Dämpfer wirkt, ein Endwert der Verformung, welches $d_\infty = F / K$ beträgt. Da der Dämpfer parallel zur Feder geschaltet ist, ist das Kelvin-Voigt-Modell bei sehr schneller Belastung sehr steif. Die initiale Tangentensteifigkeit ist daher abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. Die Tangentensteifigkeit ist auch immer grösser als die Federsteifigkeit K . In einem simulierten Kriechversuch beschreibt sie den Endwert der Verformung $d_\infty = F / K$, sodass die Langzeitsteifigkeit $K_\infty = K$ ist. Relaxationsvorgänge kann das Modell nicht wiedergeben, da Gleichung (11) keine Ableitung der Kraft nach der Zeit enthält.

5.2.2 Standard-Festkörpermodell

Das Standard-Festkörpermodell hebt die Einschränkungen des Kelvin-Voigt-Modells auf. Es entsteht indem eine weitere Feder in Serie an ein Kelvin-Voigt-Modell gekoppelt wird (Beschreibung nach Kelvin). Dazu völlig äquivalent ist das Modell in Abb. 55, das aus dem Kelvin-Voigt-Modell entsteht, wenn auf dem Ast des Dämpfers noch eine weitere Feder in Serie hinzugefügt wird (Beschreibung nach Maxwell,). Hier wird die Beschreibung nach Maxwell benutzt, da die Modellparameter etwas einfacher zu interpretieren sind [26].

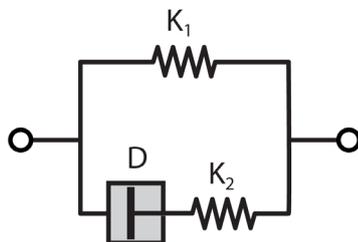


Abb. 55 Standard-Festkörpermodell (Beschreibung nach Maxwell).

Das Kraft-Verformungsverhalten dieses Modells lautet

$$\frac{K_2}{D} F + \dot{F} = \frac{K_1 K_2}{D} d + (K_1 + K_2) \dot{d} \tag{15}$$

Die obige Gleichung kann noch etwas kompakter geschrieben werden, indem die Relaxationszeit $\tau = D / K_2$ eingeführt wird:

$$\frac{F}{\tau} + \dot{F} = \frac{K_1}{\tau} d + (K_1 + K_2) \dot{d} \quad (16)$$

Das Kriechen bei konstanter Kraft erreicht einen Endwert der Verformung, das $d_\infty = F / K_1$ beträgt. Die zweite Feder hat dabei keinen Beitrag, da die ganze Verformung über den Dämpfer aufgenommen wird. Bei sehr schneller Verformung wirkt die zweite Feder K_2 hingegen mit, da der Dämpfer aufgrund der hohen Belastungsgeschwindigkeit sehr steif ist. Die Nachgiebigkeit ist somit endlich und beträgt höchstens $1 / (K_1 + K_2)$. Das heisst die Verformung $d(t)$ ist aufgrund des Kriechens immer grösser als $F(t) / (K_1 + K_2)$.

Bei Relaxationsvorgängen mit konstanter Verformung wird der Endwert der Kraft auch nur über die Feder K_1 geregelt und beträgt $F_\infty = K_1 d$. K_1 ist daher gleich der Langzeitsteifigkeit K_∞ . Beim monotonen Aufzwingen der Verformung wirkt hingegen die Feder K_2 wieder mit. Die endliche Steifigkeit beträgt dabei höchstens die Summe der Steifigkeiten der beiden Federn $K_1 + K_2$. Das heisst die Kraft $F(t)$ ist aufgrund der Relaxation immer kleiner als $(K_1 + K_2) d(t)$ aber immer grösser als $K_1 d(t)$. $K_1 + K_2$ wird deshalb auch Kurzzeitsteifigkeit K_0 genannt. Sie ist, im Gegensatz zum Kelvin-Voigt-Modell, unabhängig von der Anregungsfrequenz oder Belastungsgeschwindigkeit.

Dieses Relaxationsverhalten ist in Abb. 56 dargestellt, das zwei simulierte Relaxationsversuche mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten darstellt. Im Kraft-Weg-Diagramm sind die beiden elastischen Verläufe mit den Steifigkeiten $K_1 + K_2$ und K_2 blau punktiert dargestellt. In der Belastungsphase verlaufen die Kurven immer zwischen diesen beiden Grenzkurven und sind wegen der Relaxation immer nichtlinear. Bei schneller Belastung verläuft die Kurve näher an den elastischen Verlauf mit der Steifigkeit $K_0 = K_1 + K_2$. Bei unendlich schneller Belastung würden die beiden Kurven zusammenfallen. Reduziert man die Belastungsgeschwindigkeit, so wandert die Kurve in der Belastungsphase in Richtung des elastischen Verlaufs mit der Steifigkeit $K_\infty = K_1$. Bei unendlich langsamer Belastung würden die beiden Kurven zusammenfallen.

Abb. 56 zeigt auch, dass die Kraft am Ende der Belastungsphase abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit ist. Je schneller belastet wird, desto grösser ist die erreichte Kraft. Unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit ist hingegen die Kraft am Ende der Relaxationsphase. Die Grösse des Kraftabfalls in der Relaxationsphase ist daher abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit.

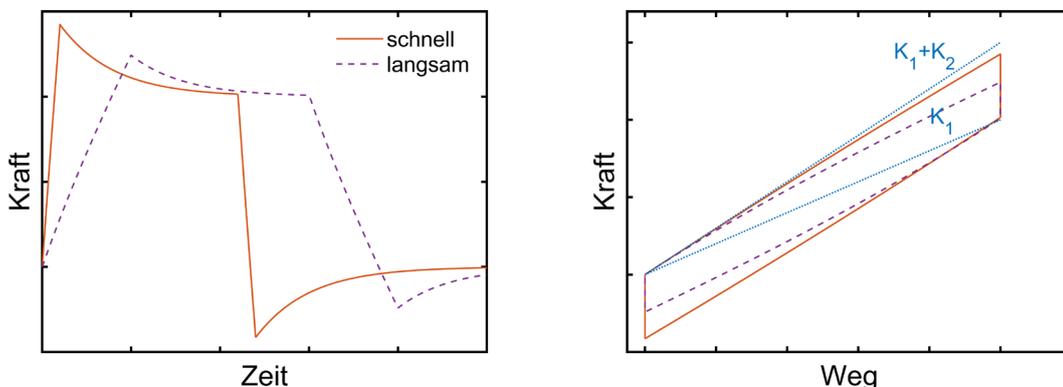


Abb. 56 Relaxationsverhalten des Standard-Festkörpermodells.

Die Speicher- und Verluststeifigkeit, $K'(\omega)$ bzw. $K''(\omega)$, sowie der Verlustfaktor $\eta(\omega)$ dieses Modells lauten:

$$\begin{aligned}
 K'(\omega) &= K_1 + K_2 \frac{\omega^2 \tau^2}{1 + \omega^2 \tau^2} \\
 K''(\omega) &= K_2 \frac{\omega \tau}{1 + \omega^2 \tau^2} \\
 \eta(\omega) &= \frac{\Delta}{\sqrt{1 + \Delta}} \frac{\omega \theta}{1 + \omega^2 \theta^2} \quad \text{mit} \quad \Delta = \frac{K_2}{K_1}, \quad \theta = \tau \sqrt{1 + \Delta}
 \end{aligned}
 \tag{17}$$

Bei sehr kleinen Anregungsfrequenzen beträgt die Speichersteifigkeit etwa K_1 (Abb. 57). Sie nimmt mit zunehmenden Anregungsfrequenzen auf $K_1 + K_2$ zu. Die Verluststeifigkeit ist sowohl bei sehr kleinen wie auch bei sehr grossen Anregungsfrequenzen verschwindend klein. Sie besitzt daher ein Maximum bei $\omega = 1/\tau$, der $K_2/2$ beträgt. Der Verlustfaktor hat ein analoges Verhalten wie die Verluststeifigkeit. Sein Maximum beträgt $\eta = \Delta/2\sqrt{1 + \Delta}$ und tritt bei der Frequenz $\omega = 1/\tau(1 + \Delta)$ auf, die immer kleiner als die Frequenz des Maximums der Verluststeifigkeit ist.

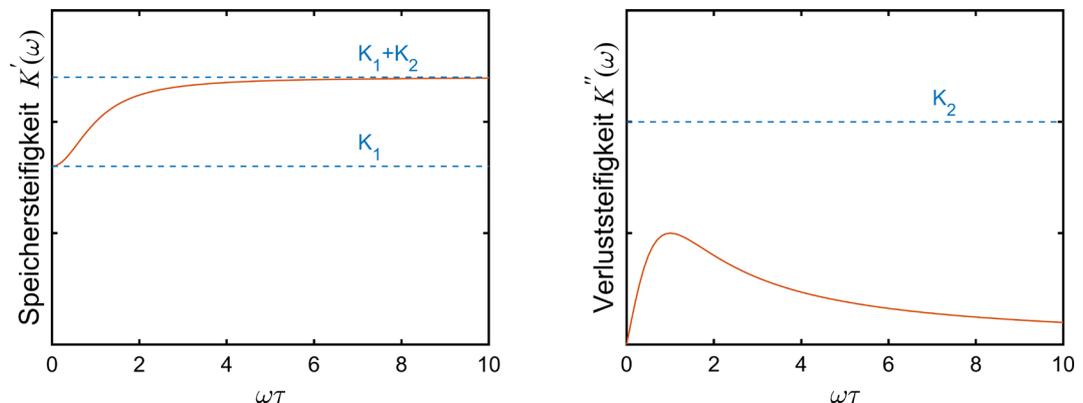


Abb. 57 Speicher- und Verluststeifigkeit eines Standard-Festkörpermodells.

Die im stationären Zustand pro Zyklus dissipierte Energie beträgt

$$E_d = \frac{\pi \omega K_2 \tau}{1 + \omega^2 \tau^2} d_0^2 = \frac{\pi \omega D}{1 + \omega^2 \tau^2} d_0^2 = \pi K''(\omega) d_0^2 \tag{18}$$

wobei d_0 die Amplitude der Verformung ist. Die pro Zyklus dissipierte Energie ist daher proportional zur Verluststeifigkeit.

Das Verhalten des viskoelastischen Standard-Festkörpermodells bei einem zyklischen Versuch ist in Abb. 58 dargestellt. Das linke Diagramm zeigt drei simulierte Versuche mit verschiedenen Anregungsfrequenzen. Die rote Kurve bezieht sich auf eine Anregungsfrequenz, die exakt der Anregungsfrequenz entspricht, die das Maximum des Verlustmoduls hervorruft. Die blaue Kurve entspricht einer Anregungsfrequenz, die 4-mal kleiner ist, und die violette Kurve einer 4-mal grösseren Anregungsfrequenz. Die Phasenverschiebung zwischen Kraft und Weg führt im stationären Zustand zu elliptischen Kurven.

Die unterschiedlichen Speichersteifigkeiten sind an der Neigung der Ellipsen deutlich erkennbar. Die Speichersteifigkeit entspricht nicht exakt der Hauptachse der Ellipse, wie im rechten Diagramm ersichtlich ist. Die Speichersteifigkeit entspricht im stationären Zustand der Neigung der Geraden, die den Nullpunkt mit dem Punkt verbindet, der durch die maximale Wegamplitude eines Zyklus und der dazugehörigen Kraft gebildet wird. Die Neigung der Hauptachse der Ellipse entspricht dem Betrag der komplexen Steifigkeit $K^*(\omega) = K'(\omega) + i \cdot K''(\omega)$, das aus der Speicher- und Verluststeifigkeit gebildet wird. Er beträgt $|K^*(\omega)| = \sqrt{K'(\omega)^2 + K''(\omega)^2}$ und ist deshalb immer grösser als die Speichersteifigkeit. Die Anfangssteifigkeit beim Start des zyklischen Versuchs entspricht

der Summe der Steifigkeiten der beiden Federn. Diese Anfangssteifigkeit ist unabhängig von der Anregungsfrequenz.

Die Fläche der Ellipse entspricht der pro Zyklus dissipierten Energie. Aus ihr lässt sich gemäss Formel (18) die Verluststeifigkeit bestimmen. Die rote Ellipse, die der Anregungsfrequenz entspricht, welche die grösste Verluststeifigkeit hervorruft, weist demzufolge auch die grössere Fläche auf als die blaue und violette Ellipse. Ein weiteres Mass für die Verluststeifigkeit ist die Amplitude der Kraft, wenn der Weg Null ist. Im stationären Zustand beträgt die Kraft $F = K'' \cdot d_0$ und ist proportional zur Verluststeifigkeit und der Amplitude des Wegs. Demzufolge hat die rote Ellipse auch die grösste Kraftamplitude von den drei in Abb. 58 dargestellten Kurven.

Dieselbe Abbildung zeigt auch, dass die einzelnen Kurven den stationären Zustand verschieden schnell erreichen, wobei die Schnelligkeit relativ zur Periode eines Anregungszyklus zu verstehen ist. Die blaue Kurve, welche die kleinste Anregungsfrequenz und deshalb die längste Periode aufweist, erreicht den stationären Zustand bereits nach einem Viertel des ersten Zyklus. Die rote Kurve benötigt etwa einen halben Zyklus und die violette Kurve etwa 2 Zyklen um den stationären Zustand zu erreichen. Dies bedeutet, dass je kürzer die Periode eines Zyklus im Vergleich zur Relaxationszeit ist, desto länger braucht es, um den stationären Zustand zu erreichen. In Anregungsfrequenzen ausgedrückt heisst dies, je höher die Anregungsfrequenz ist, desto später stellt sich der stationäre Zustand ein.

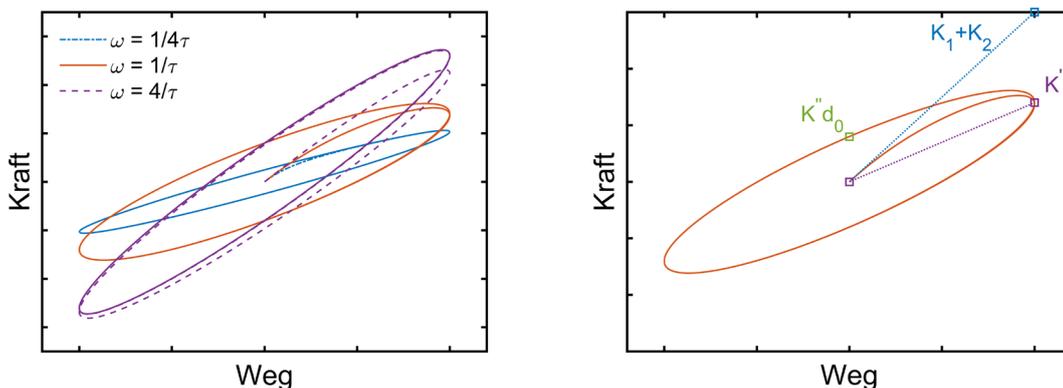


Abb. 58 Zyklisches Verhalten des Standard-Festkörpermodells.

Mit Federn und Dämpfern als Bausteine kann man beliebig komplexe viskoelastische Modelle bilden. Diese Modelle erlauben, nach einer geeigneten Kalibration der Modellparameter, experimentelle Ergebnisse beliebig genau zu reproduzieren. In dieser Arbeit wird auf die Anwendung solch komplexer Modelle verzichtet, da diese Modelle physikalisch schwer zu interpretieren sind und eine sehr hohe Wiedergabegenauigkeit des Modells für unsere Fragestellung nicht zwingend erforderlich ist. Das beschriebene Verhalten des Standard-Festkörpermodells entspricht qualitativ im Wesentlichen dem Verhalten, dass an den Lager- und Kleinprobenversuchen beobachtet wurde. Es dürfte daher möglich sein, mit diesem Modell und einer geeigneten viskoplastischen Erweiterung, die Resultate der Lager- und Kleinprobenversuchen ausreichend genau zu beschreiben.

5.3 Viskoplastisches Modell

Die Kraft-Verformungsverhalten der Lager, die in Kapitel 2 und 4 beschrieben ist, belegen, dass mit zunehmender Amplitude der Scherverformung die Speicher- und Verluststeifigkeit sowie der Verlustfaktor sich ändern. Die Lager verhalten sich daher nicht viskoelastisch, sondern viskoplastisch. Dieser Einfluss der Amplitude der Scherverformung ist bedeutend, sodass er in einem Model des Lagers berücksichtigt werden sollte. Die Kraft-Verformungskurven zeigen auch, dass bei einer konstant gehaltenen Amplitude der Zyklen, die Lager sich vornehmlich viskoelastisch verhalten (Abb. 9), solange die Amplitude kleiner als etwa 70% der totalen Dicke der

Elastomerschichten ist. Dieses Verhalten weist darauf hin, dass das nichtlineare Verhalten vorwiegend durch die Amplitude beeinflusst wird. Hinzu kommt, dass die Änderung durch die Vergrößerung der Amplitude induziert wird und nicht durch die Zyklen. Die Energiedissipation hat (bei konstanter Temperatur) daher offenbar keinen wesentlichen Einfluss, da sonst die Speicher- und Verluststeifigkeit sich bei jedem Zyklus ändern würde.

Erhöht man die Anzahl Zyklen bei einem Versuch, so ändert sich die Kraft-Verformungskurve pro Zyklus weiterhin nur geringfügig (Abb. 59). Dies trifft auch bei grossen Amplituden zu, wo die Energiedissipation besonders gross ist, da sie mit dem Quadrat der Amplitude zunimmt. Der kleine Einfluss der Energiedissipation bei grossen Amplituden, indirekt über die Temperatur, ist auch in Abb. 11 ersichtlich. Bei kleinen Amplituden, die gemäss Abb. 11 stärker von der Temperatur beeinflusst werden, ist die Energiedissipation jedoch klein, sodass wiederum keine nennenswerte Temperaturänderungen stattfinden. Das nichtlineare Verhalten der Lager ist daher in guter Näherung allein von der Amplitude der Zyklen abhängig. Der Temperatureinfluss beschränkt sich auf die Materialparameter, die den viskoelastischen Teil des Modells beschreiben.

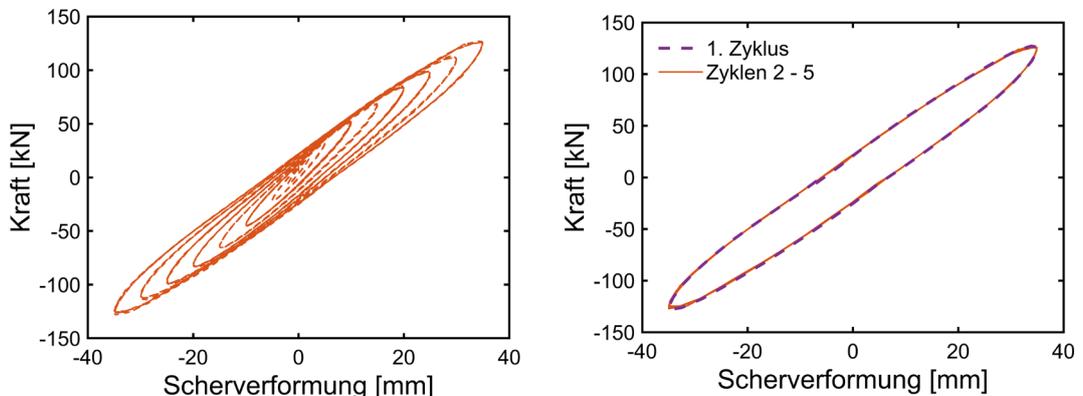


Abb. 59 Zyklisches Verhalten eines Elastomerlagers.

5.3.1 Formulierung

Ein viskoplastisches Modell, das ein solches Kraft-Verformungsverhalten wiedergibt, wurde von Simo und Taylor als Stoffgesetz für nichtlineare Finite-Element-Modelle mit grossen Verformungen vorgeschlagen [27]. Es basiert auf einem viskoelastischen Standard-Festkörpermodell, das mit einer Schädigungsfunktion versehen ist, die nur von der Verformung abhängig ist. Das Stoffgesetz lautet

$$\sigma(t) = \hat{K} \ln J + \int_0^t \mu(t-s) \dot{\pi}(s) ds \quad (19)$$

wobei $\sigma(t)$ der Spannungstensor, \hat{K} der Kompressionsmodul, J die Determinante des Dehnungsgradienten $\hat{F}(t)$, $\mu(t)$ die Relaxationsfunktion des viskoelastischen Materials und $\pi(t)$ die Schädigung ist. Der erste Summand berücksichtigt den hydrostatischen und der zweite Summand den deviatorischen Anteil der Spannungen. Die Relaxationsfunktion lautet

$$\mu(t) = G_\infty + (G_0 - G_\infty) e^{-t/\tau} \quad (20)$$

mit dem Kurzzeit- und Langzeit-Schubmoduln G_0 und G_∞ sowie der Relaxationszeit τ . Die Schädigung lautet:

$$\pi(t) = \psi(t) \operatorname{dev}(\hat{C}(t)) = \left[\beta + (1 - \beta) \frac{1 - e^{-\phi(t)/\alpha}}{\phi(t)/\alpha} \right] \operatorname{dev}(\hat{C}(t)) \quad (21)$$

und setzt sich aus der Schädigungsfunktion $\psi(t)$ und dem deviatorischen Anteil $\operatorname{dev}(\hat{C}(t))$ des rechten Cauchy-Green-Tensors $\hat{C} = F^T F J^{-2/3}$ zusammen. α und β sind konstante Materialparameter und $\phi(t)$ ist das Maximum des Betrags des deviatorischen Anteils des rechten Cauchy-Green-Tensors $\phi(t) = \max \|\operatorname{dev}(\hat{C}(t))\|$. Die Schädigungsfunktion $\psi(t)$ ist bei $\phi(t)=0$ gleich 1, nimmt mit zunehmendem $\phi(t)$ ab und strebt bei grossem $\phi(t)$ von oben gegen den Wert β (Abb. 60). Deshalb wird der Modellparameter β als Schädigungsgrenze bezeichnet. Für $\beta=1$ ist keine Schädigung möglich, da der zweite Term in Gleichung (21), der die Schädigung beschreibt, immer verschwinden würde. Für $\beta=0$ ist die Wirkung der Schädigung maximal.

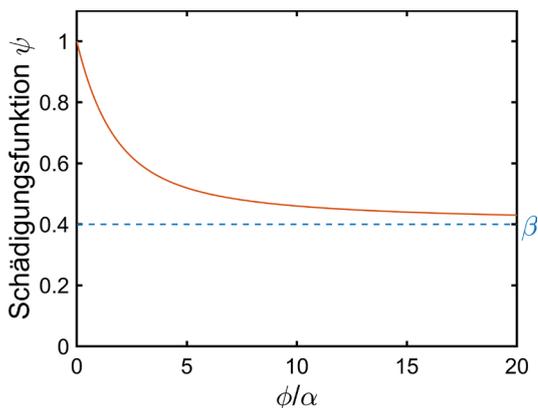


Abb. 60 Schädigungsfunktion ψ .

Die Schädigung wird allein durch den grössten je auftretenden Betrag des deviatorischen Anteils des Cauchy-Green-Tensors $\hat{C}(t)$ bestimmt. Im unverformten Anfangszustand ist das Material unbeschädigt. Die Schädigung beginnt, sobald Verformungen eintreten. Der zusätzliche Beitrag zur Schädigung schwächt sich mit zunehmenden Verformungen ab. Tritt während einer Zeitperiode keine zusätzliche Schädigung auf, weil das bisherige Maximum des Betrags des deviatorischen Anteils des Cauchy-Green-Tensors nicht überschritten wird, so verhält sich das Modell während dieser Zeit viskoelastisch. Erst durch ein Überschreiten des bisherigen Höchstwerts der Verformung erfolgt eine weitere Schädigung. Die Schädigung wirkt nur auf die Schubmodule. Die Relaxationszeit τ ist davon nicht betroffen.

Dieses Modell kann unverändert als Stoffgesetz des Elastomers für ein Finite-Element-Modells eines Lagers verwendet werden. Das Modell wurde von Kim, Gupta und Marchertas für die Simulation von Lagern zur Isolation von Bauwerken vor Erdbeben eingesetzt [28]. Baur verwendete ein etwas erweitertes Modell zur Untersuchung von Standorteffekten bei Erdbebeneinwirkung auf Brücken [29].

Um das Modell für das Kraft-Verformungsverhalten auf Schub eines ganzen Lagers eingesetzt zu werden, bedarf er einiger Anpassungen und Vereinfachungen:

1. In einem Elastomerlager wird der hydrostatische Anteil der Spannungen vor allem durch die Auflast erzeugt. Die horizontalen Schubverformungen erzeugen hingegen keine nennenswerten zusätzlichen hydrostatischen Spannungen, sodass diese im Lagermodell vernachlässigt werden können.
2. Die Schädigungsfunktion ist proportional zum deviatorischen Anteil des rechten Cauchy-Green-Tensors. Dieser berechnet sich aus dem Dehnungsgradient, der sich aus den Dehnungen infolge Auflast und Schubverformungen zusammensetzt. Die Auflast erzeugt nicht nur volumetrische Verformungen, sondern aufgrund der stark eingeschränkten Verformungen des Elastomerschichten an den Schnittstellen zu den Stahlbewehrungen auch bedeutende Schubverformungen. Die Versuche an den

Lagern haben gezeigt, dass die Auflast eine untergeordnete Wirkung auf die Speichersteifigkeit hat (Abb. 13 und Abb. 14). Die Auflast hat jedoch eine Wirkung auf den Verlustfaktor. Das Modell kann diese unterschiedliche Wirkung über die Relaxationszeit berücksichtigen. Der Anteil der volumetrischen Verformungen durch die Auflast kann daher in der Schädigungsfunktion vernachlässigt werden. $\text{dev}(\hat{C}(t))$ wird daher beim Lagermodell direkt mit der Schubverformung infolge der Horizontalkräfte gleichgesetzt.

Das Lagermodell wird daher durch folgende Gleichung beschrieben:

$$F(t) = \int_0^t (K_1 + K_2 e^{-(t-s)/\tau}) \dot{\Psi}(s) ds \quad (22)$$

mit der Schädigung

$$\Psi(t) = \psi(t) d(t) = \left[\beta + (1 - \beta) \frac{1 - e^{-\phi(t)/\alpha}}{\phi(t) / \alpha} \right] d(t) \quad (23)$$

dabei wurden die Kurz- und Langzeitsteifigkeiten mit den korrespondierenden Steifigkeiten des Standard Festkörpermodells ersetzt.

Die Grundideen des Modells können direkt auf das globale Kraft-Verformungsverhalten eines Lagers übertragen werden, indem das viskoelastische Standard-Festkörpermodell erweitert wird. Wie oben bereits erwähnt, wirkt die Schädigung auf die Federkonstanten K_1 und K_2 . Sie kann dadurch beschrieben werden, dass die Federkonstanten mit dem in der Klammer stehenden Ausdruck der Schädigungsfunktion multipliziert werden. Da die Relaxationszeit τ unverändert bleiben soll, muss daher auch die Dämpferkonstante D mit der Schädigungsfunktion multipliziert werden. Dies bedeutet, dass auch der Dämpfer die gleiche Schädigung wie die Federn erfährt. Das Kraft-Verformungsverhalten eines Lagers wird daher

$$\frac{F}{\tau} + \dot{F} = \frac{\psi K_1}{\tau} d + \psi (K_1 + K_2) \dot{d} \quad (24)$$

mit

$$\psi(t) = \beta + (1 - \beta) \frac{1 - e^{-\phi(t)/\alpha}}{\phi(t) / \alpha}, \quad \phi(t) = \max(|d(t)|) \quad (25)$$

Gemäss diesem Lagermodell entsteht bei zyklischen Versuchen mit konstanter Amplitude die Schädigung im ersten Zyklus, wenn die Deformation bis zum Amplitudenwert vergrössert wird. In den danach folgenden Zyklen bleibt die Schädigungsfunktion unverändert, da die Amplitude konstant bleibt, sodass sich das Modell mit reduzierten Parametern viskoelastisch verhält. Dieses Verhalten entspricht den Beobachtungen bei den Versuchen. Für diese Zyklen können Speicher- und Verluststeifigkeit sowie der Verlustfaktor definiert werden. In Anlehnung an Gleichung (17) lauten sie:

$$\begin{aligned} K' &= \psi \left(K_1 + K_2 \frac{\omega^2 \tau^2}{1 + \omega^2 \tau^2} \right) \\ K'' &= \psi K_2 \frac{\omega \tau}{1 + \omega^2 \tau^2} \\ \eta &= \frac{\Delta}{\sqrt{1 + \Delta}} \frac{\omega \theta}{1 + \omega^2 \theta^2} \quad \text{mit} \quad \Delta = \frac{K_2}{K_1}, \quad \theta = \tau \sqrt{1 + \Delta} \end{aligned} \quad (26)$$

Die Speicher- und Verluststeifigkeit werden durch die Schädigung verkleinert, indem sie mit der Schädigungsfunktion $0 \leq \psi \leq 1$ multipliziert werden. Der Verlustfaktor (Quotient zwischen Verlust- und Speichersteifigkeit) bleibt hingegen unverändert, da die Schädigungsfunktion herausgekürzt wird. Dies entspricht nicht ganz den Beobachtungen, da bei den Versuchen mit den modernen Lagern der Verlustfaktor mit zunehmender Amplitude tendenziell zunimmt.

Die einfachste Erweiterung von Gleichung (24), die einen variablen Verlustfaktor erlaubt, entsteht dadurch, dass die Federn unterschiedlichen Schädigungen ausgesetzt werden. Trifft man noch die Annahme, dass die Relaxationszeit weiterhin nicht von der Schädigung betroffen ist, so erfährt der Dämpfer die gleiche Schädigung wie die zu ihm in Serie geschaltete Feder. Daraus folgt

$$\frac{F}{\tau} + \dot{F} = \frac{\psi_1 K_1}{\tau} d + (\psi_1 K_1 + \psi_2 K_2) \dot{d} \quad (27)$$

mit

$$\begin{aligned} \psi_1 &= \beta_1 + (1 - \beta_1) \frac{1 - e^{-\phi/\alpha}}{\phi/\alpha} \\ \psi_2 &= \beta_2 + (1 - \beta_2) \frac{1 - e^{-\phi/\alpha}}{\phi/\alpha} \end{aligned} \quad (28)$$

wobei wiederum $\phi = \max(|d(t)|)$ ist. ψ_2 unterscheidet sich von ψ_1 nur über den Grenzwert der Schädigung. Der Einfachheit halber enthalten beide Schädigungsgesetze den gleichen Modellparameter α . Speicher- und Verluststeifigkeit sowie der Verlustfaktor lauten dann

$$\begin{aligned} K'(\omega) &= \psi_1 K_1 + \psi_2 K_2 \frac{\omega^2 \tau^2}{1 + \omega^2 \tau^2} \\ K''(\omega) &= \psi_2 K_2 \frac{\omega \tau}{1 + \omega^2 \tau^2} \\ \eta(\omega) &= \frac{\Delta}{\sqrt{1 + \Delta}} \frac{\omega \theta}{1 + \omega^2 \theta^2} \quad \text{mit} \quad \Delta = \frac{\psi_2 K_2}{\psi_1 K_1}, \quad \theta = \tau \sqrt{1 + \Delta} \end{aligned} \quad (29)$$

Ein zunehmender Verlustfaktor bedeutet, dass ψ_2 immer grösser als ψ_1 ist. Die Schädigungsgrenze β_2 ist daher grösser als die Schädigungsgrenze β_1 . Der Dämpfer und die in Serie geschaltete Feder werden daher weniger geschädigt als die dazu parallel geschaltete Feder.

5.4 Bestimmung der Modellparameter

Die Modellparameter des viskoplastischen Standard-Festkörpermodells lassen sich auf verschiedene Arten bestimmen. Ein naheliegendes Verfahren wäre es, die Modellparameter soweit zu variieren, bis der Kraftverlauf, der mit Gleichung (27) berechnet wird, sich möglichst nahe an den gemessenen Kraftverlauf annähert. Als Mass für die Qualität der Annäherung wird z.B. die Summe des Quadrats der Differenzen zwischen der simulierten und der gemessenen Kraft gewählt. Die Lösung dieses mathematischen Optimierungsproblems sind jene Modellparameter, in der die Summe des Quadrats der Differenzen ein Minimum annimmt. Dieses Verfahren erfordert einen gewissen Rechenaufwand, da ein Kraftverlauf aus tausenden von Werten besteht, die bei jeder Parameteränderung neu berechnet werden müssen.

Beschränkt man sich auf das viskoplastische Modell, das sich in einem konstanten Schädigungszustand viskoelastisch verhält, z.B. das Modell, das durch Gleichung (27) beschrieben wird, so können die Modellparameter aus den Gleichungen (29) bestimmt werden. Die Speichersteifigkeit, die Verluststeifigkeit sowie der Verlustfaktor werden aus den Versuchen bestimmt (z.B. gemäss dem Verfahren, das in Kapitel 2 beschrieben wird). Die Modellparameter werden dann so bestimmt, dass eine Zielfunktion, in diesem Fall das gewichtete Fehlerquadrat zwischen Messung und Modellsimulation, ein Minimum annimmt. Die Gewichtung des Fehlerquadrats ist erforderlich, da sonst aufgrund der grösseren numerischen Werte die Speichersteifigkeit auf Kosten der Verluststeifigkeit oder des Verlustfaktors genauer wiedergegeben wird. Die Zielfunktion lautet somit

$$Z = \sum_{i=1}^n v_i^2 (K'_i - K'_{m,i})^2 + w_i^2 (K''_i - K''_{m,i})^2 \quad (30)$$

K'_i ist die Speichersteifigkeit der i-ten Messung und $K'_{m,i}$ ist die Speichersteifigkeit gemäss dem Modell unter Berücksichtigung der Messparameter der Messung i (Anregungsfrequenz, Amplitude der Verformung, Auflast oder Temperatur). K''_i und $K''_{m,i}$ stellen die analogen Werte der Verluststeifigkeit dar. v_i und w_i sind die Gewichte. Die Zielfunktion enthält nicht den Verlustfaktor, da dieser als Quotient der Speichersteifigkeit und der Verluststeifigkeit gebildet wird und somit keine unabhängige Grösse ist.

Wählt man als Gewichte den Kehrwert der jeweiligen gemessenen Speichersteifigkeit oder Verluststeifigkeit, so stellt die Zielfunktion die Summe der Quadrate der relativen Fehler dar:

$$Z = \sum_{i=1}^n \left(\frac{K'_i - K'_{m,i}}{K'_i} \right)^2 + \left(\frac{K''_i - K''_{m,i}}{K''_i} \right)^2. \quad (31)$$

Die 6 Modellparameter, $K_1, K_2, \tau, \alpha, \beta_1, \beta_2$ lassen sich dann durch einen Algorithmus berechnen, der das Minimum der Zielfunktion bestimmt. Da das Optimierungsproblem nichtlinear ist, muss man sicherstellen, dass der Algorithmus ein globales Minimum der Zielfunktion findet. Für die Berechnungen wurde der genetische Algorithmus aus der "Global Optimization Toolbox" von Matlab® eingesetzt (Funktionsname ga).

Selbstverständlich könnte die Zielfunktion ebenso aus der Speichersteifigkeit und dem Verlustfaktor gebildet werden. Die praktische Anwendung dieser Zielfunktion erbringt Ergebnisse, die vergleichbar gut oder schlechter zu den Messergebnissen passen als die Zielfunktion der Gleichung (31). Die Qualität der Ergebnisse hängt dabei stark vom Optimierungsalgorithmus ab.

5.4.1 Modellparameter

Die Modellparameter wurden für die modernen und die alten Lager bestimmt, wobei jeweils die Daten einer einzigen Versuchsserie verwendet wurden. Das heisst, dass die Auflast jeweils konstant war. Für die Berechnung der Modellparameter sind jeweils die Ergebnisse der Versuche mit den drei verschiedenen Anregungsfrequenzen eingeflossen. Bei der Bestimmung der Modellparameter der modernen Lager wurde darauf geachtet, dass die Lagertemperatur etwa konstant war, um den Einfluss der Temperatur zu separieren. Bei den alten Lagern war dies nicht nötig, da die Temperaturänderungen während den Versuchen klein blieben.

Die Qualität der Ergebnisse der Parameteridentifikation wird für die Versuchsserie 2 (Auflast 800 kN) der Lager von der Brücke "Viaduc de Matran" diskutiert. Für die Bestimmung der Modellparameter sind alle Versuche berücksichtigt worden. Abb. 61 vergleicht die gemessene und die mit dem Modell berechnete Speicher- und Verluststeifigkeit. Die Übereinstimmung ist insgesamt recht gut. Der Abfall der Speicher- und Verluststeifigkeit mit der Amplitude der Zyklen wird gut wiedergegeben. Die

Speichersteifigkeit des Modells ist bei einer Anregungsfrequenz von 1.1 Hz generell etwas grösser als die gemessene Speichersteifigkeit. Bei einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz ist sie hingegen generell etwas kleiner. Grössere Unterschiede sind bei der Verluststeifigkeit zu beobachten. Während das Modell diese bei einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz gut wiedergibt, überschätzt es die Verluststeifigkeit bei 0.75 Hz und unterschätzt sie bei 1.1 Hz. Dies führt dazu, dass der Verlustfaktor bei 0.75 Hz grösser ist als der Verlustfaktor bei 1.1 Hz (Abb. 62). Vergewenwärtigt man sich den Verlauf des Verlustfaktors eines viskoelastischen Standard-Modells (Abb. 57), so bedeutet dies, dass man sich bei 1.1 Hz bereits auf der rechten Seite des Maximums des Verlustfaktors befindet. Berechnet man mit der ermittelten Relaxationszeit τ die dimensionslose Frequenz $\omega\tau$, so ergibt sich 0.45 (0.4 Hz), 0.84 (0.75 Hz) und 1.23 (1.1 Hz). Bei 0.4 Hz und 0.75 Hz befindet man sich noch links vom Maximum.

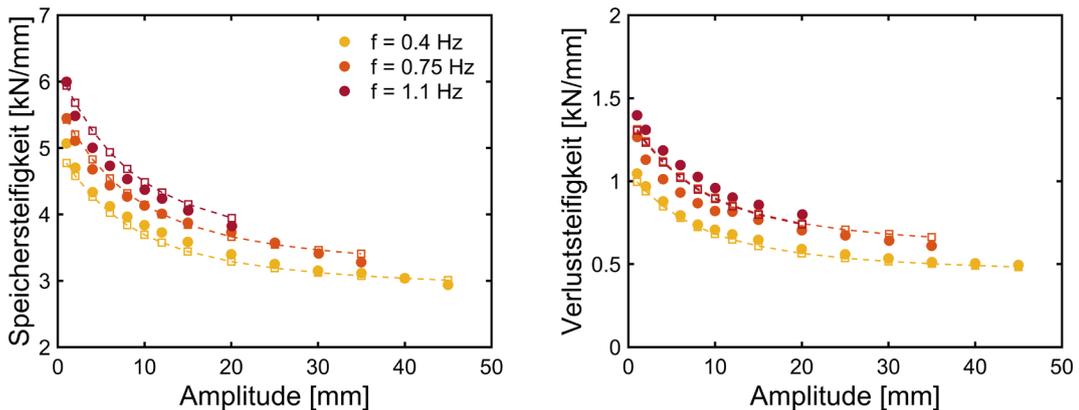


Abb. 61 Gemessene (runde Symbole) und mit dem Modell berechnete (quadratische Symbole) Speicher- und Verluststeifigkeit.

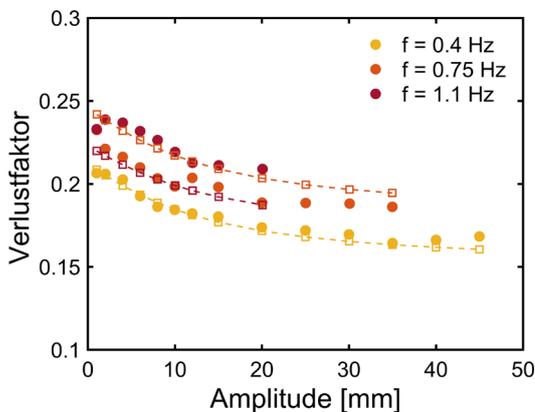


Abb. 62 Gemessener (runde Symbole) und mit dem Modell berechneter (quadratische Symbole) Verlustfaktor.

In Abb. 63 sind beispielhaft die gemessenen und mit dem Modell berechneten Zeitverläufe der zyklischen Versuche (Anregungsfrequenz 1.1 Hz) dargestellt. Die Berechnungen wurden mit den gemessenen Scherverformungen als Eingangsgrösse durchgeführt. Im Diagramm links sind alle zyklischen Versuche dargestellt. Das Diagramm rechts stellt hingegen nur die zyklischen Versuche bis zu einer Amplitude von 10 mm dar, um die Details etwas besser zu erkennen. Insgesamt werden die Zeitverläufe gut wiedergegeben. Man erkennt jedoch an der abweichenden Neigung der Ellipsen, dass das Modell sich etwas steifer verhält als die Messung. Auch die Hysterese ist etwas schlanker ausgebildet. Diese Beobachtungen sind konsistent mit den im obigen Abschnitt besprochenen Abweichungen der Speicher- und Verluststeifigkeit.

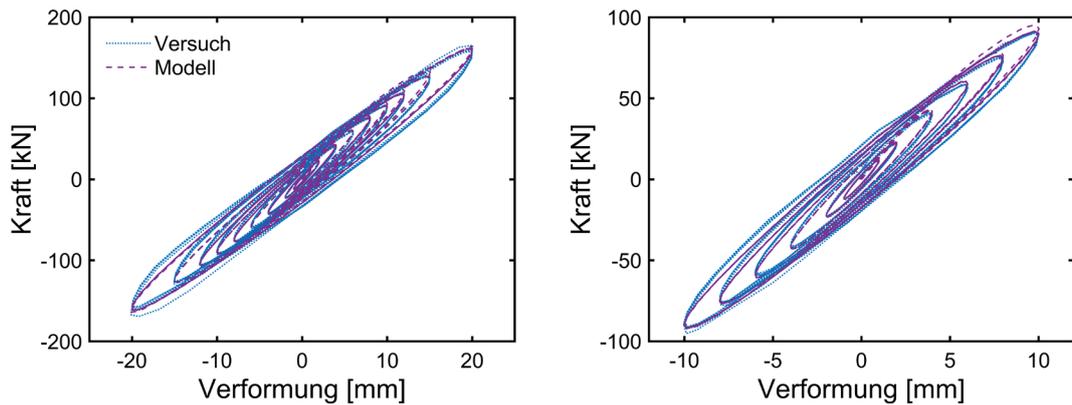


Abb. 63 Gemessener und mit dem Modell berechneter Zeitverlauf der zyklischen Versuche (Anregungsfrequenz 1.1 Hz).

Eine bessere Übereinstimmung bei einer Anregungsfrequenz von 1.1 Hz wird erreicht, wenn bei der Bestimmung der Modellparameter anstatt aller Versuche nur die Versuche mit einer Anregungsfrequenz von 0.75 Hz und 1.1 Hz berücksichtigt werden. Abb. 64 zeigt, dass dann sowohl die Speichersteifigkeit wie auch die Verluststeifigkeit durch das Modell genauer wiedergegeben werden als wenn alle Versuchsdaten berücksichtigt werden. Die Speichersteifigkeit wird auch bei 0.4 Hz recht genau wiedergegeben, obwohl bei der Bestimmung der Modellparameter diese Daten nicht berücksichtigt werden. Die mit dem Modell berechnete Verluststeifigkeit stimmt sowohl bei 0.75 Hz wie auch bei 1.1 Hz gut mit der gemessenen Verluststeifigkeit überein. Dies trifft auch für den Verlustfaktor zu (Abb. 65). Insbesondere sind nun auch die berechnete Verluststeifigkeit und der Verlustfaktor bei 1.1 Hz grösser als 0.75 Hz. Die dimensionslose Frequenzen $\omega\tau$ befinden sich nun alle auf der linken Seite des Maximums der Verluststeifigkeit und des Verlustfaktors: 0.30 (0.4 Hz), 0.57 (0.75 Hz) und 0.83 (1.1 Hz). Die berechnete Verluststeifigkeit und der Verlustfaktor bei 0.4 Hz sind hingegen deutlich kleiner als die gemessenen Werte. Offenbar kann das Modell die gemessenen Grössen nicht über den gesamten Frequenzbereich korrekt wiedergeben.

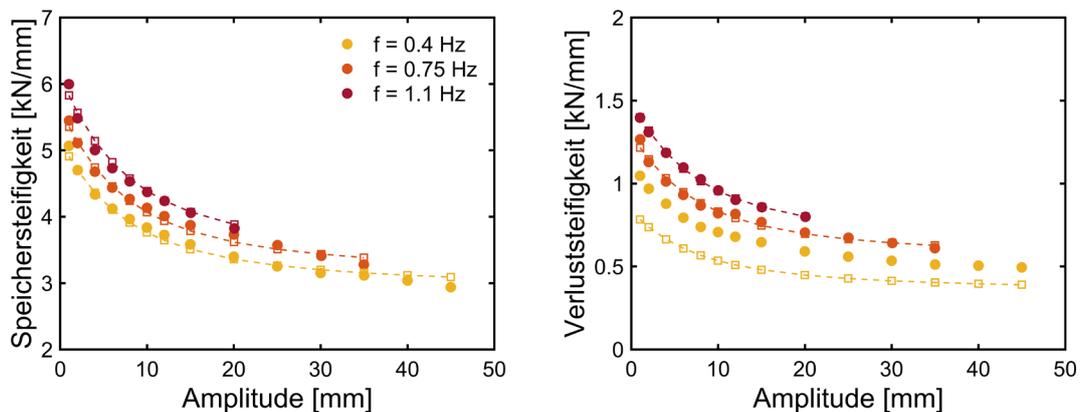


Abb. 64 Gemessene (runde Symbole) und mit dem Modell berechnete (quadratische Symbole) Speicher- und Verluststeifigkeit.

Die mit dem Modell berechneten Zeitverläufe der zyklischen Versuche (Anregungsfrequenz 1.1 Hz) schmiegen sich nun näher an den gemessenen Werten an (Abb. 66). Die Unterschiede zu Abb. 63 bleiben in der Regel jedoch klein. Abb. 67 zeigt den Zeitverlauf der Kraft (links) und das Kraft-Verformungsdiagramm der ersten beiden Zyklen des Versuchs mit einer Frequenz von 1.1 Hz und einer Amplitude von 10 mm aus der Versuchsreihe 2 dar. Das Modell weicht im ersten Zyklus von den Messungen ab. Ab dem zweiten Zyklus ist die Übereinstimmung sehr gut. Im ersten $\frac{1}{4}$ -Zyklus wird die Kraft etwas überschätzt, sodass der Höchstwert der Kraft des Modells etwa grösser als jenes des Versuchs ist. Dieses Modellverhalten ist generell zu beobachten, wobei die Differenzen mit zunehmenden Amplituden der Zyklen zunimmt.

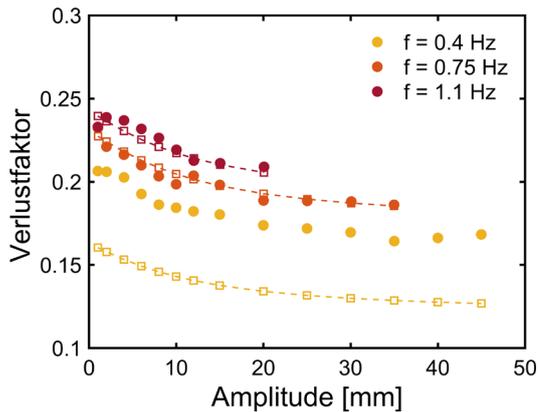


Abb. 65 Gemessener (runde Symbole) und mit dem Modell berechneter (quadratische Symbole) Verlustfaktor.

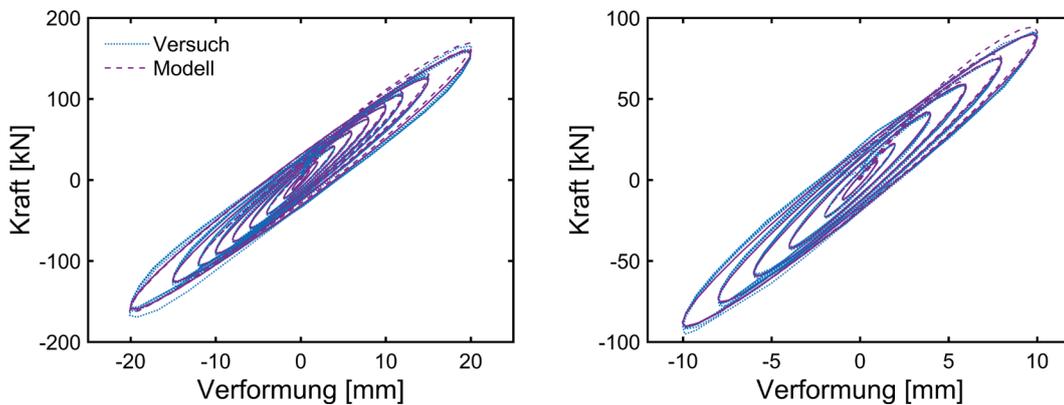


Abb. 66 Gemessener und mit dem Modell berechneter Zeitverlauf der zyklischen Versuche (Anregungsfrequenz 1.1 Hz).

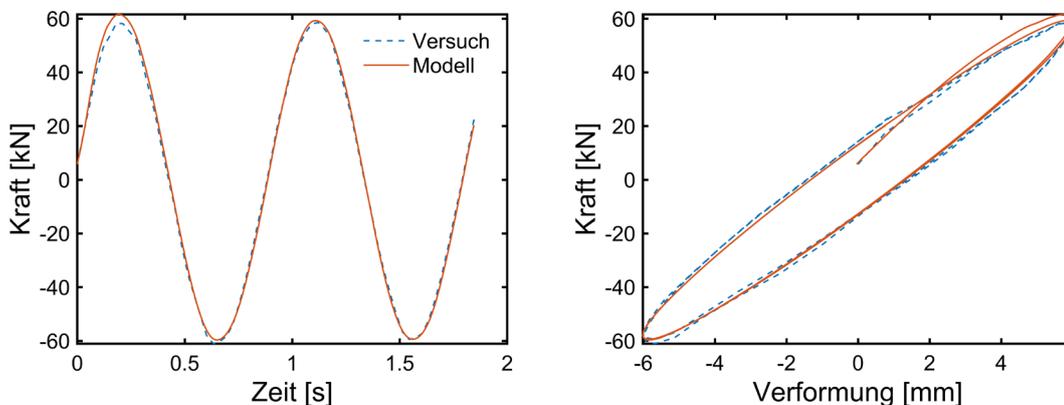


Abb. 67 Zeitverlauf der Kraft und Kraft-Verformungsdiagramm der ersten zwei Zyklen (Anregungsfrequenz 1.1 Hz).

In Tab. 10 sind die ermittelten Modellparameter für verschiedene Datensätze aufgeführt. K_0 ist die Tangentensteifigkeit und stellt die Summe der Federsteifigkeiten dar. Die Federsteifigkeiten weisen einen physikalisch sinnvollen Wert auf und sind steifer beim Datensatz mit 0.75 Hz und 1.1 Hz als beim Datensatz mit 0.4 Hz und 0.75 Hz. Dies ist konsistent mit den Messungen, die eine mit der Anregungsfrequenz zunehmende Speicher- und Verluststeifigkeit aufweisen. Die Parameter des Schädigungsmodells weichen wenig voneinander ab.

Auffallend ist in Tab. 10 nur die sehr kurze Relaxationszeit. Diese scheint von den verwendeten Datensätzen abhängig zu sein, da der Datensatz mit 0.4 Hz und 0.75 Hz zu einer fast doppelt so grossen Relaxationszeit führt als der Datensatz mit 0.75 Hz und

1.1 Hz. Alle Relaxationszeiten sind jedoch wesentlich kleiner als jene, die mit den Relaxationsversuchen ermittelt wurden. Im Standard-Festkörpermodell ist die Relaxationszeit der Quotient aus dem in Serie geschalteten Dämpfer und der Feder ($\tau = D / K_2$). Der Dämpfer D wird im Wesentlichen durch die Verluststeifigkeit definiert. Die Federn K_1 und K_2 durch die Speichersteifigkeit, wobei K_2 den variablen Teil darstellt, der abhängig von den Verformungsgeschwindigkeit (oder Anregungsfrequenz) ist. Die Speichersteifigkeit ist zudem nach oben durch die Kurzzeitsteifigkeit $K_0 = K_1 + K_2$ begrenzt.

Tab. 10 Modellparameter der Versuchsserie 2 mit verschiedenen Datensätzen.

Datensatz	K_1 [kN/mm]	K_2 [kN/mm]	K_0 [kN/mm]	τ [1/s]	α	β_1	β_2
0.4 / 0.75 / 1.1 Hz	4.519	2.840	7.360	0.178	4.668	0.574	0.393
0.75 / 1.1 Hz	4.905	3.044	7.949	0.119	4.328	0.565	0.410
0.4 / 0.75 Hz	4.468	2.581	7.049	0.217	4.761	0.566	0.397
1.1 Hz	1.105	5.499	6.604	0.490	4.206	1.000	0.418
0.75 Hz	1.199	4.849	6.047	0.739	4.496	1.000	0.412
0.4 Hz	2.359	3.254	5.613	1.039	5.015	0.696	0.389

Die aus den Messungen ermittelte Zunahme der Verluststeifigkeit mit zunehmender Anregungsfrequenz kann das Modell nur dann korrekt abbilden, wenn die dimensionslose Kreisfrequenz $\omega\tau$ kleiner als eins ist. Mit den gewählten Anregungsfrequenzen ergibt sich eine obere Grenze der Relaxationszeit. Für 1.1 Hz beträgt diese 0.145 s und für 0.75 Hz ist sie 0.212 s. Dieser Zusammenhang erklärt die Beobachtung, dass ein Trend zwischen der ermittelten Relaxationszeit und den Datensätzen besteht. Die Relaxationszeit, die mit allen Datensätzen ermittelt wird, hält sich nicht an diese Regel. Die Konsequenz ist jedoch, dass die Verluststeifigkeit des Modells kleiner ist als die Verluststeifigkeit der Messungen.

Abb. 68 vergleicht die Resultate der Simulation des Relaxationsversuchs der Versuchsserie 2 mit einer Endverformung von 10 mm mit den Messungen. Die Simulation wurde mit den Parametern durchgeführt, die mit allen Datensätzen berechnet wurden. Aus Abb. 68 links sind erhebliche Abweichungen zwischen Modellrechnung und Messung erkennbar. Die sehr kurze Relaxationszeit führt dazu, dass die Relaxationsphase nach dem Erreichen der Endverformung sehr kurz ist. Zudem ist die mit dem Modell berechnete Kraft nach der Relaxationsphase deutlich grösser als die gemessene. Dies bedeutet, dass die Federsteifigkeit K_1 zu gross ist.

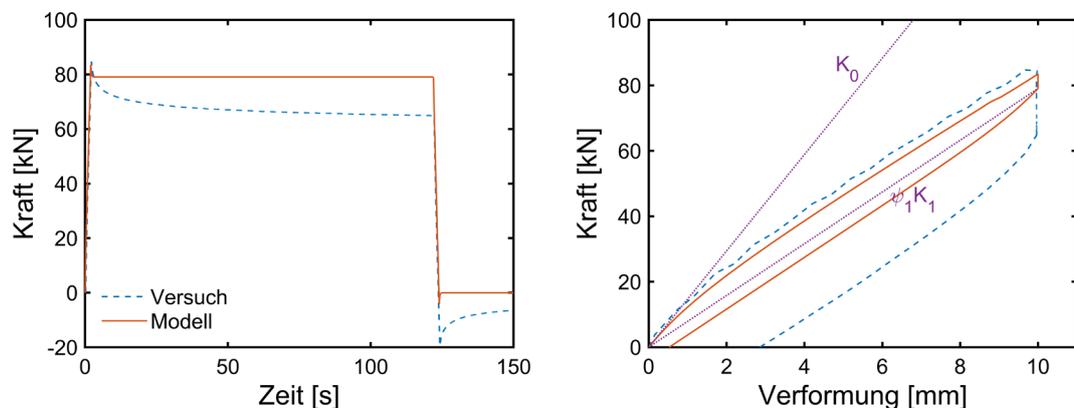


Abb. 68 Gemessener und mit dem Modell berechneter Relaxationsversuch.

Das Kraft-Verformungsdiagramm in Abb. 68 rechts zeigt, dass in der Belastungsphase das Modell die Kraft um ca. 10% unterschätzt. Diese Differenz baut sich bereits am Anfang der Belastungsphase auf, denn ab 2 mm Verformung stimmt die Tangentensteifigkeit des

Modells recht gut mit der Tangentensteifigkeit des Versuchs überein. Dies deutet darauf hin, dass das Modell die initiale Tangentensteifigkeit K_0 unterschätzt. Dies ist auch daran zu erkennen, dass die Gerade mit der initialen Tangentensteifigkeit am Anfang der Belastungsphase flacher verläuft als im Versuch und somit einer Sekantensteifigkeit gleicht.

Um die Resultate des Modells besser mit den Messungen im Einklang zu bringen, müsste die Federsteifigkeit K_1 verkleinert und die Federsteifigkeit K_2 vergrössert werden. Damit könnte die initiale Tangentensteifigkeit und die zu grosse Kraft am Ende der Relaxationsphase korrigiert werden. Eine Vergrösserung der Federsteifigkeit K_2 bei unveränderter kurzen Relaxationszeit würde jedoch die Verluststeifigkeit proportional zu K_2 vergrössern und damit im Widerspruch zu den Messungen der zyklischen Versuche sein. Dies liesse sich korrigieren, indem die Relaxationszeit so gross gewählt wird, dass die dimensionslose Kreisfrequenz $\omega\tau$ sich rechts des Maximums der Verluststeifigkeit befindet und mit der gemessenen Verluststeifigkeit übereinstimmt. Rechts des Maximums der Verluststeifigkeit nimmt die Verluststeifigkeit mit zunehmender Anregungsfrequenz ab, sodass dies wieder im Widerspruch zu den Resultaten der zyklischen Versuche wäre.

Solche Lösungen lassen sich konstruieren, indem man die Bestimmung der Modellparameter mit den Daten durchführt, die aus einer Versuchsserie mit einer festen Anregungsfrequenz gewonnen wurden. Diese Modellparameter sind in den letzten 3 Zeilen der Tab. 10 aufgeführt. Wie im vorhergehenden Abschnitt erläutert, wird die Federsteifigkeit K_1 verkleinert und die Federsteifigkeit K_2 vergrössert. In allen drei Fällen ist K_2 grösser als K_1 . Die erhoffte Zunahme der initialen Tangentensteifigkeit bleibt jedoch aus: alle drei initialen Tangentensteifigkeiten sind kleiner als die initialen Tangentensteifigkeiten der kombinierten Datensätze. Die Relaxationszeiten sind grösser als bei den kombinierten Datensätzen und die dimensionslose Kreisfrequenz befindet sich immer rechts des Maximums der Verluststeifigkeit. Auffallend ist auch, dass mit den Datensätzen mit Anregungsfrequenzen von 0.75 Hz und 1.1 Hz der Modellparameter β gleich eins ist. Dies bedeutet, dass die Federsteifigkeit K_1 demnach unabhängig von den Verformungen konstant bleibt. Die Schädigung konzentriert sich auf die Feder K_2 und den Dämpfer.

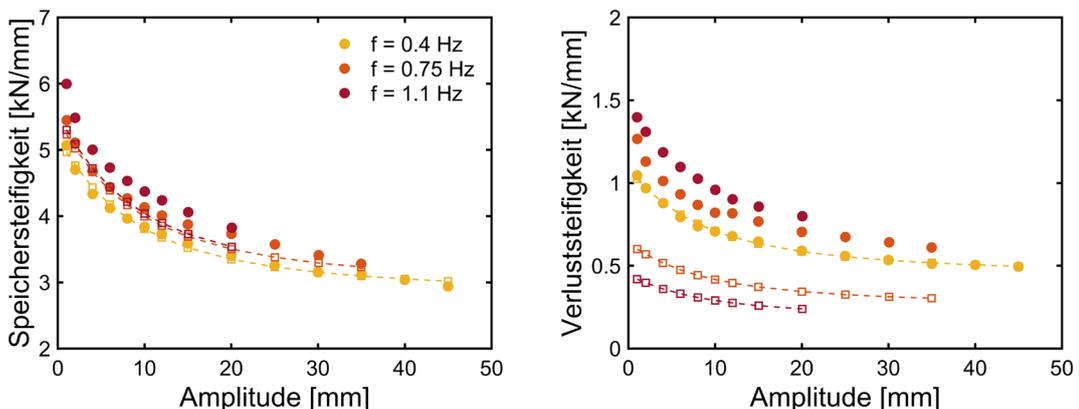


Abb. 69 Gemessene (runde Symbole) und mit dem Modell berechnete (quadratische Symbole) Speicher- und Verluststeifigkeit.

Die mit nur einem Datensatz bestimmte Modellparameter reproduzieren sehr gut die Versuchsergebnisse des jeweiligen Datensatzes. Die Versuchsergebnisse der anderen Datensätze werden hingegen ungenau wiedergegeben. Abb. 69 zeigt die gemessene und mit dem Modell berechneten Speicher- und Verluststeifigkeiten mit den Modellparametern, die mit dem Datensatz aus den zyklischen Versuchen mit 0.4 Hz ermittelt wurden. Die Abweichungen bei der Speichersteifigkeit halten sich in Grenzen. Das Modell unterschätzt jedoch die aus den Messungen bestimmten Speichersteifigkeiten bei 0.75 Hz und 1.1 Hz. Grössere Abweichungen treten bei den Verluststeifigkeiten auf, denn die Verluststeifigkeiten bei 0.75 Hz und 1.1 Hz werden deutlich unterschätzt. Hinzu kommt, dass die Zunahme der Verluststeifigkeit mit

zunehmender Anregungsfrequenz, die in den Messungen festgestellt wurde, im Modell in das Gegenteil verkehrt wird.

Die Simulation des Relaxationsversuchs mit diesen Modellparametern ist ebenfalls nicht zufriedenstellend (Abb. 70). Die Relaxationszeit ist immer noch zu kurz im Vergleich zur Messung und der Endwert der Kraft in der Relaxationsphase weicht erheblich von der Messung ab. Zudem wird die Belastungsphase ebenfalls sehr ungenau wiedergegeben, da die Kraft stark unterschätzt wird, sodass das Kraft-Verformungsverhalten viel zu weich ist.

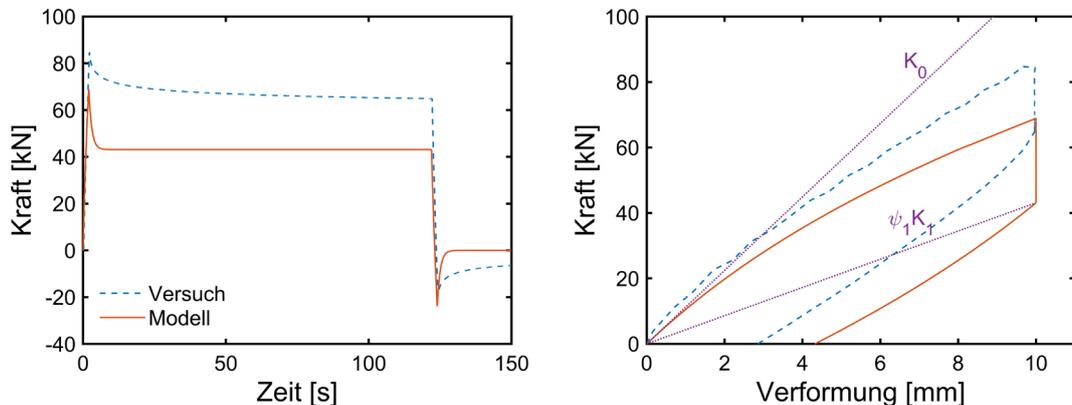


Abb. 70 Gemessener und mit dem Modell berechneter Relaxationsversuch.

5.5 Fazit

Das viskoplastische Standard-Festkörpermodell ist in der Lage, die zyklischen Versuche mit hinreichender Genauigkeit wiederzugeben. Der Wertebereich der Modellparameter ist numerisch stabil und physikalisch kompatibel mit den Messergebnissen. Die Ungenauigkeiten nehmen zu, wenn die gleichen Modellparameter über den gesamten Frequenzbereich gelten sollen. Dieser Sachverhalt war jedoch zu erwarten, denn einfache Modelle haben in der Regel einen begrenzten Anwendungsbereich.

Das Modell ist hingegen nicht in der Lage, die Relaxationsversuche korrekt wiederzugeben. Während die Belastungsphase noch hinreichend genau wiedergegeben werden kann, versagt das Modell in der Relaxationsphase. Aus den Versuchen geht hervor, dass die Relaxationszeit nichtlinear ist. Hinzu kommt, dass die aus den zyklischen Versuchen ermittelte Relaxationszeit sehr kurz ist im Vergleich zur mittleren Relaxationszeit aus den Relaxationsversuchen. Die kurze Relaxationszeit ist konsistent mit den zyklischen Versuchen, da sich bei diesen Versuchen der stationäre Zustand sehr schnell einstellt. Nur bei Temperaturen unter 0 °C ist eine deutliche Verzögerung, die mehrere Zyklen dauern kann, festzustellen. Das Elastomer scheint sich also bei sich ändernden Verformungen anders zu Verhalten als bei konstant gehaltenen Verformungen. Das Modell berücksichtigt dieses unterschiedliche Verhalten nicht.

Das Modell berücksichtigt auch nicht die beobachtete Erholung der Lager, wenn die Amplitude der Zyklen kleiner wird (Abb. 19). Gemäss dem Modell bleibt das Kraft-Verformungsverhalten eines Lagers unverändert, da gemäss der Schädigungsfunktion die grösste je erreichte Verformung die aktualisierten Modellparameter bestimmt. Dies bedeutet, dass das Modell für anschliessend auftretende kleinere Verformungen viskoelastisch bleibt. Das Elastomer gewinnt hingegen einen Teil seiner ursprünglichen Steifigkeit zurück, indem chemische Bindungen wiederaufgebaut werden. Dies ist nicht weiter überraschend, wie die Versuche an den Lagern und Kleinproben zeigten, denn zurück in der Ruhelage erholt sich das Elastomer vollständig und weist bei einer neuen Belastung die gleichen Kraft-Verformungseigenschaften auf, wie ein noch nie belastetes Elastomer auf.

Für die Validierung des Brückenmodells dürfte die Unfähigkeit des Modells, die Relaxationsphase und die fehlende Erholung angemessen zu simulieren, eine

untergeordnete Bedeutung haben. Das Modell gibt die Belastungsphase, wie sie beim Einsetzen eines Bremsmanövers eintritt, und das Schwingungsverhalten recht gut wieder. Diese beiden Eigenschaften dürften das für die Bestimmung der Bremskraft massgebende Verhalten der Brücke während der Kraftereinwirkung durch die Fahrzeuge insgesamt zufriedenstellend wiedergeben. In der Ausschwingphase dürfte das Modell aufgrund der fehlenden Erholung zu längeren Schwingungsperioden führen. Die Ausschwingphase ist jedoch für die Bestimmung der Bremskraft ohne Bedeutung.

6 Bremsversuche

6.1 Bauwerk

Die Bremsversuche wurden an der schwimmend gelagerten Autobahnbrücke "Viaduc de Matran" durchgeführt, die in den Jahren 1968-1970 erbaut wurde. Sie wird aus zwei leicht gekrümmten (Radius ca. 900 m), 115 m langen und völlig getrennten Zwillingbrücken ("Jura" und "Alpes") gebildet (Abb. 71). Der Brückenträger besteht aus einem längs vorgespannten Stahlbeton-Hohlkastenträger, der sich über drei Felder (35 m, 45 m, 35 m) spannt. Er weist eine Längsneigung von 4.9% auf. Die Pfeiler aus Stahlbeton sind monolithisch am Hohlkastenträger angeschlossen und im Fels (Molasse) fundiert. Abb. 72 zeigt die Brücke vom Widerlager Bern aus fotografiert.

NKM 45.446

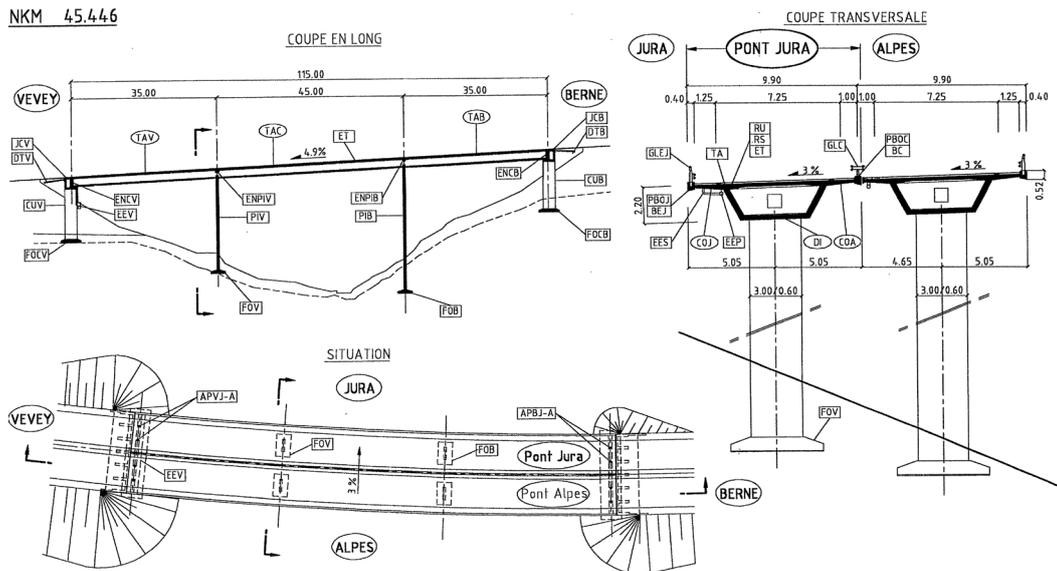


Abb. 71 Objektplan der Brücke "Viaduc de Matran".



Abb. 72 Seitenansicht der Brücke Jura (links) und Untersicht des "Viaduc de Matran" (rechts).

Die Brücke wurde gemäss einer Richtlinie des ASTRA für Nationalstrassen auf eine statische Bremskraft von 204 kN (20.75 t) ausgelegt. Die verwendete Formel lautete

$$F = k \left(15 + \frac{L}{20} \right) \leq 30 \text{ t} \quad (32)$$

mit $k = 1$ und der Brückenlänge L von 115 m. In der Bemessung wurden die Stützen als beidseitig eingespannt angenommen. Da die Längsverschiebung der Brücke infolge der Längssteifigkeit, die allein durch die Stützen hervorgerufen wurde, 48 mm betrug, wurden

an den Widerlagern Elastomer-Blocklager vorgesehen. Die Wahl fiel auf zwei Lager des Typs LASTO mit den Abmessungen 500x500x103 mm für jedes Widerlager. Dadurch wurden $\frac{3}{4}$ der Bremskräfte von den Lagern aufgenommen und die Längsverschiebung konnte auf 16 mm reduziert werden.

Die tatsächlich eingebauten Lager weichen von den in der Statik vorgeschlagenen Lagern ab. Die Brücke Jura ist an den Widerlagern jeweils links und rechts des Brückenkastens auf Lagern gelagert, die aus zwei aneinandergesetzten Elastomer-Blocklager mit den Abmessungen 400x300x85 mm bestehen. An der Brücke Alpes wurden Lager eines Typs eingesetzt, die aus einer Sandwichkonstruktion aus Stahlplatten und nicht vulkanisierten Elastomerplatten bestand. Da dieser Lagertyp kaum mehr eingesetzt wird und die Lager in einem sehr schlechten Zustand waren, wurden die Versuche an der Brücke Jura durchgeführt. Aufgrund der grösseren Fläche und der kleineren Höhe sind die an dieser Brücke eingebauten Lager steifer als die vom projektierenden Ingenieur vorgesehenen.

Anbei werden die Aspekte aufgelistet, die zur Wahl der Brücke für die Bremsversuche geführt haben.

- Aufgrund der Ausführung als getrennte Zwillingsbrücken, ist bereits beim Einsatz eines LKWs auch bei einer deutlichen Unterschätzung der Längssteifigkeit eine gut messbare Antwort der Brücke zu erwarten. Die reduzierte Masse im Vergleich zu einer Brücke mit 4 Fahrspuren erhöht zudem die dynamischen Anteile in der Antwort der Brücke.
- Gemäss dem im Forschungsprojekt AGB2011/003 entwickelten Modell zur Bestimmung des charakteristischen Werts der Bremskraft, wird bei einer Brückenlänge von 115 m der charakteristische Wert durch zwei gleichzeitig bremsende Fahrzeuge hervorgerufen. Die einwirkende Kraft (Widerkehrperiode 1000 Jahre) beträgt gemäss der Bemessungsformeln 29 ([5], Seite 124 mit Periode $T = 0$) 465 kN. Diese Kraft lässt sich gut durch zwei 40t-Fahrzeuge mit einer mittleren Bremsverzögerung von 6 ms^{-2} aufbringen.
- Bremsversuche mit 2 Fahrzeugen lassen sich in Anbetracht der relativ kurzen Zeitspanne (4-5 Stunden), die für die Versuche zur Verfügung stand, relativ gut durchführen. Zudem kann die Sicherheit während der Versuche in der Nacht mit 2 Fahrzeugen gut sichergestellt werden.
- Mit den Resultaten der Messungen an den modernen Elastomerlagern (siehe Kapitel 2) wurde für die Brücke eine Eigenfrequenz der Längsschwingung von 0.5 bis 0.7 Hz vorausgesagt. Gemäss dem im Forschungsprojekt AGB2011/003 entwickelten Modell beträgt der dynamische Anteil der Bremskraft bei dieser Frequenz etwa 30%, sodass bei den Messungen mit relevanten Schwingungsamplituden zu rechnen war.
- Das Verhältnis der Federsteifigkeiten der Pfeiler zu den Lagern variierte je nach Einspannverhältnissen zwischen 4 und 15%, sodass die Pfeiler einen kleinen Anteil zur Längssteifigkeit der Brücke beitragen. Da der Steifigkeitsanteil der Lager dominiert, sind deshalb bei den Versuchen nichtlineare Effekte zu erwarten.
- Die Ein- und Ausfahrten der Autobahn sind nicht weit entfernt von der Brücke (1.3 km bzw. 2.1 km). Dies vereinfacht die Sperrung der Autobahnspuren und verkürzt die Distanzen, welche die Versuchsfahrzeuge zurücklegen müssen, um zu wenden.
- Die für die Brücke zuständige Filiale des ASTRA (Estavayer-le-Lac) zeigte sich sehr interessiert an den Versuchen und unterstützte sehr grosszügig das Vorhaben.

Für die Versuche wurden an der Brücke noch folgende Massnahmen getroffen:

- Aufgrund der bedeutenden Längsverschiebungen, die bei den Bremsversuchen zu erwarten waren, veranlasste das ASTRA an den Widerlagern Elastomerplatten als Puffer zu installieren, um eine unkontrollierte Längsverschiebung der Brücke zu vermeiden. Die Elastomer-Puffer wurden an der Wand des Widerlagers zwischen Brückenkasten und Widerlager montiert. Die Längsverschiebung der Brücke wurde dadurch auf ca. 50 mm begrenzt (Abb. 73 links).
- Zwischen dem Brückenkasten und dem Widerlager waren von den Bauarbeiten her noch ca. 10 cm dicke Polystyrol-Platten eingebaut (Abb. 73 rechts). Diese wurden vor

dem Versuch ebenfalls möglichst vollständig entfernt, weil Laborversuche gezeigt hatten, dass diese Polystyrol-Einlagen, falls komprimiert, wesentlich zur Längssteifigkeit der Brücke beitragen.

- Die Verschraubung der Stösse der Leitplanken, die an beiden Enden der Brücke zur Aufnahme der Längenänderungen der Brücke und der Leitplanken vorgesehen sind, wurden für die Versuche gelockert, damit die Stösse eine möglichst reibungsfreie Bewegung ausführen konnten (Abb. 74).



Abb. 73 Elastomerplatte als Puffer (links) und Polystyrol-Einlage zwischen Brückenträger und Widerlager (rechts).



Abb. 74 Stoss der Leitplanke.

6.2 Messprogramm

Das Messprogramm wurde stark durch die zur Verfügung stehende Zeit beeinflusst. Die Autobahn Richtung Vevey wurde um 22 Uhr für den Verkehr geschlossen und sollte spätestens um 5 Uhr wieder geöffnet werden. Nach der Schliessung der Autobahn mussten noch die Beschleunigungssensoren auf dem Längsträger montiert, die Beleuchtung installiert, die Signalisation aufgestellt und die Verschraubung der Stösse der Leitplanken gelockert werden. Nach den Versuchen musste alles wieder aufgeräumt werden und die Stösse der Leitplanken wieder verschraubt werden. Um die gesetzlichen Vorgaben zu erfüllen, musste noch eine halbstündige Pause für die Fahrzeuglenker eingehalten werden. Die Nettozeit für die Versuche betrug daher ca. 4 Stunden.

Tab. 11 fasst das Versuchsprogramm zusammen. Insgesamt sind 11 Versuche durchgeführt worden. Die Versuchsparameter waren die eingesetzten Fahrzeuge, die Fahrrichtung, die Fahrspur, die Geschwindigkeit und die Bremspunkte. Die Parameterwahl wird hier kurz kommentiert.

- Mit den eingesetzten Fahrzeugen konnte die auf die Brücke aufgebrachte Kraft variiert werden. Sie wurde in drei Stufen unterteilt. Das 20t-Fahrzeug erzeugte bei

einer Bremsverzögerung von 6.5 ms^{-2} 130 kN. Das 40t-Fahrzeug erzeugte 260 kN. Wenn beide Fahrzeuge gleichzeitig bremsen, beträgt die einwirkende Kraft 390 kN. Diese Kraft entspricht etwa 84% der einwirkenden Kraft, die gemäss dem Modell aus dem Projekt AGB2011/003 dem charakteristischen Wert der Bremskraft zuzuordnen ist. Eine Einwirkung von 390 kN entspricht etwa dem Zweifachen der Kraft, mit dem die Brücke auf Bremskräfte bemessen wurde.

- Versuche wurden in beiden Fahrrichtungen durchgeführt, um den Einfluss der Neigung des Brückenträgers zu untersuchen. Gemäss den vorangegangenen Modellrechnungen sollte kein relevanter Einfluss zu beobachten sein.
- Die Fahrgeschwindigkeit wurde aus Sicherheitsgründen kleiner als 80 km/h gehalten und der Fahrrichtung angepasst. Eine kleinere Fahrgeschwindigkeit sollte keinen wesentlichen Einfluss auf die Antwort der Brücke haben, da die Bremsverzögerung und dadurch die einwirkende Kraft etwa gleichbleibt. Die Einwirkungsdauer wird hingegen mit höherer Geschwindigkeit länger. Die Modellrechnungen hatten jedoch keinen wesentlichen Einfluss der Einwirkungsdauer auf die Bremskraft gezeigt. In Fahrrichtung Bern wurde die Geschwindigkeit bei den Versuchen mit einem 40t-Fahrzeug auf 50 km/h beschränkt, da erwartet wurde, dass aufgrund der Steigung das Fahrzeug keine höhere Geschwindigkeit erreichen würde. In Fahrrichtung Vevey wurde aus Sicherheitsgründen die Geschwindigkeit auf 60 km/h begrenzt. Beim letzten Versuch wurde die Geschwindigkeit noch auf 70 km/h erhöht.
- Mit einem 40t-Fahrzeug und mit 2 Fahrzeugen wurde jeweils ein Versuch mit den Fahrzeugen auf der rechten und linken Fahrspur durchgeführt. Aufgrund der geringen Krümmung der Brücke wurde kein wesentlicher Einfluss auf die Antwort der Brücke erwartet. Die Versuche dienten vorwiegend dazu, die Wiederholbarkeit zu überprüfen.
- Die Bremspunkte wurden im Wesentlichen so bestimmt, dass die Fahrzeuge während der gesamten Bremsdauer auf der Brücke blieben und aus Sicherheitsgründen einen ausreichenden Abstand voneinander beibehalten konnten (mindestens 2 Sekunden). Die Bremspunkte wurden mit Verkehrskegeln mit Lampen signalisiert.

Tab. 11 Messprogramm der Bremsversuche.

Versuch	Fahrzeug	Fahrrichtung	Fahrgeschwindigkeit	Fahrspur	Bremspunkte
1	20t	Bern	60 km/h	Rechts	45 m
2	40t	Bern	50 km/h	Rechts	45 m
3	40t	Bern	50 km/h	Links	45 m
4	40t + 20t	Bern	50 km/h	Rechts	74 / 24 m
5	40t + 20t	Bern	50 km/h	Links	84 / 24 m
6	20t	Vevey	60 km/h	Rechts	45 m
7	40t	Vevey	60 km/h	Rechts	45 m
8	40t	Vevey	60 km/h	Links	45 m
9	40t + 20t	Vevey	60 km/h	Rechts	79 / 24 m
10	40t + 20t	Vevey	60 km/h	Links	79 / 24 m
11	40t	Vevey	70 km/h	Rechts	45 m

Als Versuchsfahrzeuge wurden 5-achsige Kipper eingesetzt (Abb. 75). Diese Fahrzeuge sind sehr kompakt, ca. 10 m lang, und sind für eine Ladung von 40 t zugelassen. Ihre Kompaktheit erlaubte die Fahrzeuge einfach an den Ein- und Ausfahrten der Autobahn zu wenden, ohne den gesperrten Bereich der Autobahn verlassen zu müssen. Sie lassen sich auch schnell und einfach beladen und die Ladung muss nicht speziell für die Bremsmanöver gesichert werden. Die eingesetzten beladenen Fahrzeuge wurden vor den Versuchen gewogen. Das 40t-Fahrzeug wies ein Gewicht von 39.52 t und das 20t-Fahrzeug ein Gewicht von 20.04 t auf. Ein drittes Fahrzeug, das als Reserve gehalten

wurde, falls der gemeinsame Einsatz des 40t- und des 20t-Fahrzeugs zu grosse Längsverschiebungen verursacht hätte, hatte ein Gewicht von 19.96 t. In den Versuchen mit zwei Fahrzeugen fuhr immer das 40t-Fahrzeug voraus, da angenommen wurde, dass das schwerere Fahrzeug längere Bremswege als das leichtere Fahrzeug aufweisen würde. Die Bremsmanöver wurden dabei so ausgeführt, dass der Fahrer des hinteren Fahrzeugs auf die Bremslichter des vorderen Fahrzeugs reagierte.



Abb. 75 Versuchsfahrzeuge.

6.3 Messsystem

6.3.1 Messsystem an der Brücke

Das Messsystem der Brücke bestand aus zwei getrennten Systeme. Das erste System erfasste die Wegmessungen an den Widerlagern Bern und Vevey. Um die Verkabelung der Sensoren auf ein Minimum zu reduzieren, wurde das erste Messsystem in zwei Subsysteme unterteilt. Jedes Subsystem erfasste die Messgrößen an einem Widerlager. Ein Subsystem bestand aus den Wegsensoren und einem Messverstärker HBM QuantumX MX840B mit 8 Messkanälen. Die Wegsensoren konnten so mit kurzen Kabeln an den Messverstärker angeschlossen werden. Der Messverstärker am Widerlager Vevey war über eine Glasfaserleitung mit dem Messverstärker am Widerlager Bern verbunden. Dieser wurde dann wiederum über ein Ethernet-Kabel mit einem ca. 50 m entfernten Laptop verbunden, mit dem über die Messtechnik-Software HBM Catman das gesamte Messsystem konfiguriert und die Messdaten erfasst wurden. Die Datenerfassung erfolgte durch manuelle Auslösung mit einer Abtastrate von 200 Hz. Am Laptop war eine GPS-Antenne angeschlossen, welche die GPS-Zeit lieferte, um die Daten des Brückenmesssystems mit den Daten der Messsysteme in den Fahrzeugen zu synchronisieren.

Die Subsysteme an den Widerlagern waren gleich ausgerüstet. Sie bestanden aus zwei Wegsensoren zur Messung der Längsverschiebung der Lager, drei Wegsensoren zur Messung der vertikalen Einsenkung und der Rotation der Lager infolge der Längsbiegung und Torsion des Brückenträgers. Darüber hinaus wurde die Verschiebung der Lager quer zur Längsrichtung der Brücke und die Verschiebung der Lager knapp oberhalb des Lagersockels gemessen. Diese Messungen dienten vor allem der Kontrolle des Verhaltens der Brücke quer zur Längsrichtung und des Gleitens der Lager.

Die Messung der Längsverschiebung wurde jeweils links und rechts des Brückenkastens durchgeführt. Es wurden zwei Sensoren eingesetzt, um auch bei einem eventuellen Ausfall eines Sensors diese wichtige Grösse zu erfassen. Da der Längsträger geneigt war, wurde auch in Richtung der Neigung gemessen. Es wurden zwei induktive Wegsensoren HBM W200 eingesetzt, die einen Messbereich von 200 mm und eine Ungenauigkeit kleiner als ± 0.05 mm aufwiesen. Als Anschlag für den Sensor diente ein Winkeleisen aus Stahl, der an dem Brückenträger montiert wurde. Das Ende des beweglichen Fühlers des Sensors wurde mit einem Magneten am Winkeleisen befestigt (Abb. 76 links). Der Sensor wurde auf einer kurzen Stange mit einem schweren Fuss befestigt, der auf dem Widerlagerpodest stand.

Die Messung der vertikalen Einsenkung und der Rotation der Lager wurde mit 3 induktiven Wegsensoren HBM WI5 durchgeführt, die einen Messbereich von 5 mm und eine Ungenauigkeit kleiner als ± 0.02 mm aufwiesen. Die Sensoren wurden senkrecht zur Unterfläche des Brückenträgers ausgerichtet (Abb. 76 Mitte). Eine Feder drückt den beweglichen Fühler des Sensors an eine dünne Aluminiumplatte, die an den Träger angeklebt war. Diese erlaubt eine nahezu reibungslose Verschiebung der Spitze des Fühlers an der Aluminiumplatte, wenn sich der Träger infolge der Bremskräfte in Längsrichtung verschiebt. Die Sensoren wurden auf Magnetständern für Messinstrumente, die mit einem schweren Fuss ausgestattet waren, der auf dem Widerlagerpodest stand, befestigt.

Die Querverschiebung der Lager wurde mit einem Wegsensor Baumer OADM 12U6430/S35A, einem Laser-Triangulationssensor, der einen Messbereich von 10 mm und eine Ungenauigkeit kleiner als ± 0.02 mm hat (Abb. 76 rechts). Der Sensor wurde ebenfalls auf einem Magnetständer für Messinstrumente, der mit einem schweren Fuss ausgestattet war, montiert. Als Reflexionsfläche für den Laserstrahl diente ein weisses Klebeband, das auf einer Aluminiumplatte aufgebracht war, die auf die Aussenseite des Trägers geklebt war.

Zur Messung der Verschiebung der Lager knapp oberhalb des Lagersockels wurde ein induktiver Wegsensoren HBM WI10 eingesetzt, der einen Messbereich von 10 mm und eine Ungenauigkeit kleiner als ± 0.02 mm hat. Auch dieser Sensor wurde auf einem Magnetständer für Messinstrumente, der mit einem schweren Fuss ausgestattet war, montiert.



Abb. 76 Wegsensor HBM W200 zur Messung der Längsverschiebung (links). Wegsensor HBM WI5 vertikalen Einsenkung und der Rotation (Mitte) und Wegsensor Baumer OADM 12U6430/S35A zur Messung der Querverschiebung (rechts).

Das zweite System erfasste die Beschleunigungen am Brückenträger und an den Widerlagern Bern und Vevey. Am Brückenträger wurden in der Mitte der Brücke die Beschleunigungen in Brückenlängsrichtung erfasst. Sie dienten dazu, mit abzuklären, ob die relativ zu den Widerlagern gemessenen Längsverschiebungen mit der Längsverschiebung des Brückenträgers gleichgesetzt werden konnten und um eventuelle Verschiebungen der Widerlager zu schätzen. Die Beschleunigungen in Brückenlängsrichtung wurden links und rechts der Brücke gemessen.

Darüber hinaus wurden jeweils in der Mitte der Felder die Beschleunigungen in vertikaler Richtung gemessen. Diese Messungen dienten der Erfassung der Biegeschwingungen. In der Mitte des Mittelfeldes wurden die vertikalen Beschleunigungen auf beiden Seiten der Brücke erfasst, um Torsionsschwingungen und Biegeschwingungen unterscheiden zu können. In den Randfeldern wurde hingegen nur eine vertikale Beschleunigung gemessen, um die Installationszeit zu reduzieren.

Die Schwingungen auf dem Brückenträger wurden mit uniaxialen Beschleunigungssensoren PCB 393A03 erfasst. Im Frequenzbereich von 0.5 Hz bis 6 kHz haben sie einen Messbereich von $\pm 50 \text{ ms}^{-2}$ mit einer Auflösung von ca. $100 \mu\text{ms}^{-2}$ (quadratisches Mittel). Die Ungenauigkeit der Sensoren ist kleiner als 5% des

Amplitudenwerts. Die Sensoren waren mit Schrauben auf Holzwürfeln montiert (elektrische Isolation), die ihrerseits auf Aluminiumplatten befestigt waren. Die Aluminiumplatte wurden mit einem Dübel, der im Asphaltbelag versenkt wurde, kraftschlüssig mit dem Brückenträger verbunden. Mittels dreier Stellschrauben und einer Wasserwaage konnten die Aluminiumplatten senkrecht ausgerichtet werden.

An der Aussenfläche der Frontwand der Widerlager Bern und Vevey wurde jeweils die Beschleunigung in Brückenlängsrichtung gemessen. Diese Messungen wurden durchgeführt, um eventuelle Verschiebungen der Widerlager zu erfassen. Es wurden uniaxiale Beschleunigungssensoren vom Typ PCB 3701G3FA3G eingesetzt. Sie haben einen Messbereich von $\pm 30 \text{ ms}^{-2}$ und eine Auflösung von ca. $300 \mu\text{ms}^{-2} \text{ rms}$ und arbeiten im Frequenzbereich 0 bis 100 Hz. Die Ungenauigkeit der Sensoren ist kleiner als 5% des Amplitudenwerts. Die Sensoren wurden mit Schrauben auf eine dünne Stahlplatte montiert, die auf der Widerlagerwand geklebt worden war.

Die Datenerfassung erfolgte mit einem Akustik- & Schwingungsanalysator OROS OR36, der neben einer Echtzeit-Frequenzanalyse auch über Verstärker- und Datenrekorder-Funktionen verfügt. Der Analysator war auf dem Podest des Widerlagers Bern stationiert. Jeder Beschleunigungssensor wurde mit elektrisch abgeschirmten Kabeln mit dem Analysator verbunden. Abb. 77 zeigt den Analysator mit den Kabelrollen. Die Konfiguration des Analysators erfolgte über die Messtechnik-Software OROS NVGate, die auf einem Laptop installiert war. Die Verbindung zwischen Laptop und Analysator erfolgte über einen 50 m langen Ethernet-Kabel. Die Messdaten wurden auf dem Analysator gespeichert und sukzessiv auf dem Laptop gesichert. Die Datenerfassung erfolgte durch manuelle Auslösung mit einer Abtastrate von 200 Hz.



Abb. 77 Akustik- & Schwingungsanalysator OROS OR36 mit Kabelrollen.

6.3.2 Messsystem an den Fahrzeugen

Das Messsystem an den Fahrzeugen sollte die Bremsverzögerung, die Geschwindigkeit und die Position der Fahrzeuge erfassen. Zur Messung der Bremsverzögerung wurden kapazitive Beschleunigungssensoren PCB 3701G3FA3G eingesetzt, die auch eine konstante Beschleunigung erfassen können. Diese Sensoren wurden am Rahmen des Fahrzeugs befestigt. Insgesamt wurde pro Fahrzeug 4 Sensoren montiert: zwei erfassen die Beschleunigung in Fahrrichtung und zwei die vertikale Beschleunigung senkrecht zur Fahrrichtung.

Um eine rasche Montage zu ermöglichen, wurde ein zueinander senkrecht stehendes Sensorenpaar auf ein quadratisches Hohlprofil aufgeschraubt (Abb. 78 links). Dieses Profil wurde dann in ein quadratisches Rohr eingefügt, das am Fahrzeugrahmen befestigt war. Das Hohlprofil mit den Sensoren wurde dann mit zwei Schrauben fest an die Innenseiten des Rohrs gepresst. Die zugehörigen Signalaufbereitungs- und Speisungsboxen wurden auf der Aussenfläche des Rohres mit Kabelbindern befestigt (Abb. 78 rechts). Ein Sensorenpaar wurde jeweils vorne am Fahrzeug hinter der zweiten Achse und im hinteren Teil des Fahrzeugs hinter der letzten Achse montiert (Abb. 79). Zur Erfassung der Fahrzeuggeschwindigkeit wurde eine GPS-Antenne eingesetzt, die aussen an der Kabine montiert wurde.

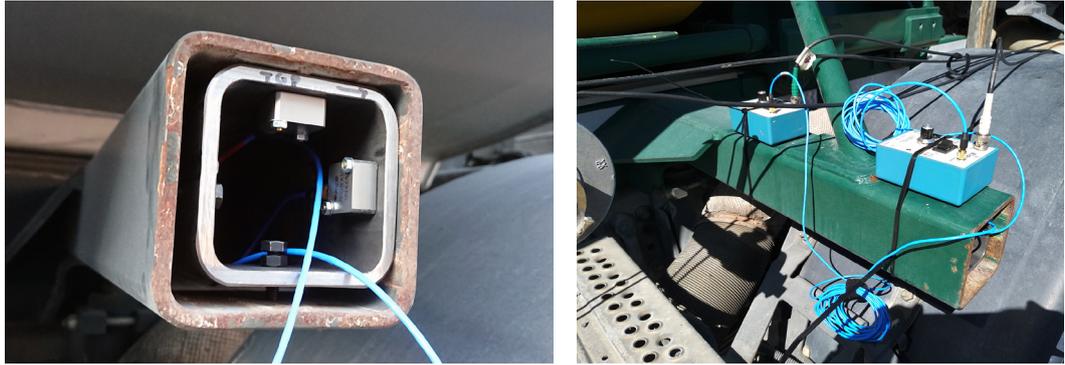


Abb. 78 Sensorenpaar (links) und Signalaufbereitungsboxen (rechts).



Abb. 79 Lage der Sensoren am Fahrzeug.

Die Datenerfassung erfolgte mit einem Universal-Messverstärker HBM QuantumX MX840B R und einem Datenrekorder HBM CX22B R-W (Abb. 80). Die Beschleunigungssensoren wurden am Messverstärker und die GPS-Antenne direkt am Datenrekorder angeschlossen. Die Speisung der Geräte erfolgte über eine 12V-Batterie. Datenerfassungsgeräte und Batterie wurden in eine Plastikkiste versorgt, die vor dem Beifahrersitz auf dem Fussboden der Führerkabine abgestellt wurde (Abb. 80). Die Konfigurierung der Datenerfassungsgeräte erfolgte über die Messtechnik-Software HBM Catman, die auf einem Laptop installiert war, der über eine USB-Schnittstelle an den Datenrekorder verbunden war.

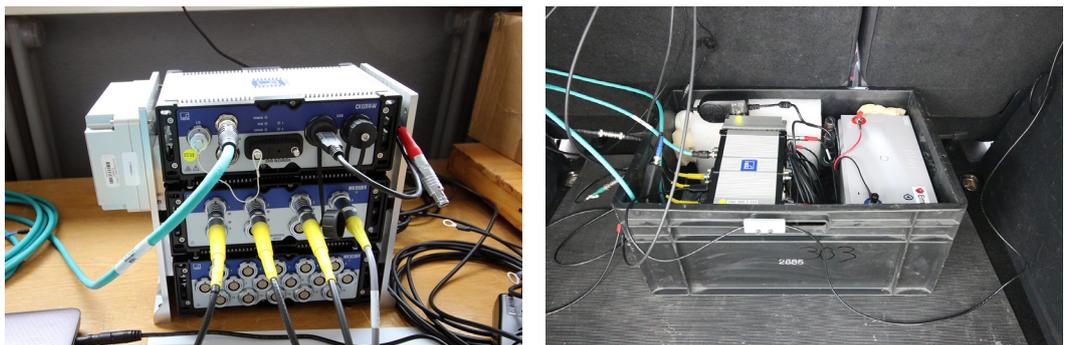


Abb. 80 Messverstärker und Datenrekorder (links) und Datenerfassungsgeräte mit Batterie (rechts).

Erfasst wurden die Signale der 4 Beschleunigungssensoren, die Geschwindigkeit des Fahrzeugs, die Koordinaten des Fahrzeugs in WGS84-Koordinaten und die GPS-Zeit. Die GPS-Zeit diente der Zeitsynchronisation der mit den verschiedenen unabhängigen Messgeräten erfassten Daten. Die Datenerfassung erfolgte mit einer Abtastrate von 200 Hz. Die mit der GPS-Antenne gewonnenen Daten hatten eine Aktualisierungsrate von 1 Hz.

Die Datenerfassung wurde mit einem Trigger ausgelöst. Als Trigger wurde das Signal eines Beschleunigungssensors verwendet, der die Beschleunigung in Fahrrichtung erfasste. Dieses Signal wurde mit einem Tiefpassfilter mit einer Eckfrequenz von 20 Hz gefiltert, um die hochfrequenten Erschütterungen, die durch den Motor und die Fahrt hervorgerufen wurden, zu entfernen. Dadurch wurde vermieden, dass kurzfristige Erschütterungen, die z.B. durch Unebenheiten der Fahrbahn hervorgerufen werden, eine Messung auslösen. Die Triggerschwelle betrug bei einer aufsteigenden Rampe 2 ms^{-2} . Die Trigger-Vorlaufzeit (Dauer der erfassten Daten vor dem Auslösen des Triggers) betrug 8 Sekunden und die gesamte Datenerfassungsdauer pro Trigger-Ereignis betrug 20 Sekunden. Die Daten wurden automatisch auf dem Datenrekorder gespeichert und nachträglich mit der Messtechnik-Software in ein Tabellenformat konvertiert und auf dem Laptop gespeichert. Der Beifahrer im Fahrzeug kontrollierte über Grafiken der Messtechnik-Software, ob bei einem Bremsmanöver die Messung ausgelöst wurde und ob die Messdaten plausibel waren.

6.4 Resultate

Da nicht jeder Versuch einzeln besprochen werden kann, werden die Resultate an einem Versuch exemplarisch im Detail vorgestellt. Es handelt sich um den Versuch 8 (Tab. 11), der das Bremsmanöver des in Richtung Vevey fahrenden 40t-Fahrzeugs erfasst. Versuche mit vom Versuch 8 auftretenden Abweichungen werden ergänzend besprochen.

6.4.1 Bremskinematik des Fahrzeugs

Abb. 81 links zeigt das gemessene Verzögerungsprofil des 40t-Fahrzeugs. Die Verzögerung beim Bremsen ist durch eine rasche Zunahme (Anfangsruck), eine Phase mit hohen Verzögerungswerten und eine rasche Abnahme (Endruck) charakterisiert. Anschliessend tritt noch eine Schwingungsphase mit beträchtlichen negativen Verzögerungen auf, bevor diese allmählich ausklingen. Die Messwerte der beiden Sensoren weichen kaum voneinander ab. Dies deutet drauf hin, dass die Kippschwingungen des Fahrzeugs während des Bremsvorgangs die Messung der Bremsverzögerung offenbar kaum beeinflussen. Die Schwingungsphase mit negativen Verzögerungen werden durch horizontale Schwingungen des Fahrzeugs nach dem Stillstand des Fahrzeugs hervorgerufen.

Um die Bremsverzögerung durch einige wenige Kenndaten charakterisieren zu können, wird die Bremsphase durch ein stark vereinfachtes Verzögerungsprofil mit trapezförmigem Verlauf approximiert (siehe Abb. 81 rechts). Durch die auf- und absteigenden Flanken der Verzögerung werden Geraden gelegt. Die Nulldurchgänge der Geraden definieren den Beginn und das Ende der Bremsphase (Basis des Trapezes) und damit die Bremsdauer. Die mittlere Verzögerung (Höhe des Trapezes) wird bestimmt, indem die Fläche des Trapezes der Fläche der gemessenen Verzögerung zwischen dem Beginn und dem Ende der Bremsphase gleichgesetzt wird. Dies bedeutet, dass beide Verzögerungsprofile zwischen dem Beginn und dem Ende der Bremsphase die gleiche Geschwindigkeitsreduktion erfahren.

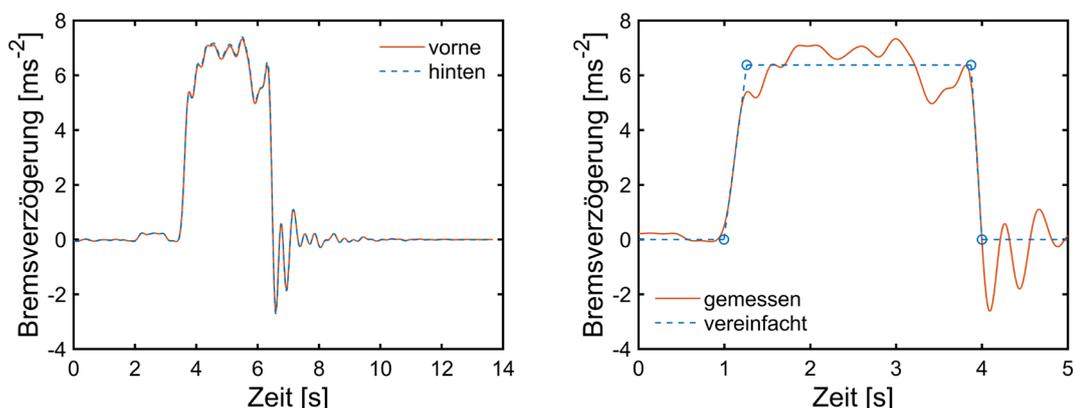


Abb. 81 Verzögerungsprofil und Geschwindigkeit des 40t-Fahrzeugs.

Im in Abb. 81 gezeigten Bremsvorgang beträgt die mittlere Bremsverzögerung (Trapezhöhe) 6.38 ms^{-2} , der Anfangsruck 24.1 ms^{-3} und der Endruck 50.2 ms^{-3} . Die Bremsdauer beträgt 3.0 s. Die Abnahme der Bremsverzögerung erfolgt etwa doppelt so schnell wie die Zunahme. Die gemessene Bremsverzögerung schwankt um die mittlere Bremsverzögerung und erreicht dabei kurzzeitig bis zu 7.33 ms^{-2} . Die Schwankungen dürften vornehmlich vom Antiblockiersystem (ABS) herrühren. Horizontale Fahrzeugschwingungen dürften kaum eine Rolle spielen, da diese eine höhere Frequenz haben, wie ein Vergleich mit den Schwingungen nach der Bremsphase zeigt.

Aus der Bremsverzögerung lässt sich durch numerische Integration die Geschwindigkeit des Fahrzeugs bestimmen. Da am Ende des Versuchs das Fahrzeug stillsteht, ist die Endgeschwindigkeit bekannt und der Geschwindigkeitsverlauf lässt sich kalibrieren. Abb. 82 links zeigt den aus der Bremsverzögerung gewonnene Geschwindigkeitsverlauf des 40t-Fahrzeugs und vergleicht ihn mit den Messdaten der Geschwindigkeit, die aus dem GPS-Signal ermittelt wurden. Die Übereinstimmung ist recht gut. Abweichungen treten vor und kurz nach der Bremsphase auf. Die mit der Bremsverzögerung ermittelten Geschwindigkeit zu Beginn der Bremsphase ist etwas grösser (63.5 km/h) als die Geschwindigkeit nach dem GPS-Signal (60.6 km/h). Abb. 82 rechts zeigt den Geschwindigkeitsverlauf des 20t-Fahrzeugs im Versuch 10 und vergleicht ihn mit den Messdaten der Geschwindigkeit, die aus dem GPS-Signal ermittelt wurden. Die Übereinstimmung ist in diesem Fall sehr gut. Generell ist die Übereinstimmung beim 20t-Fahrzeug besser als beim 40t-Fahrzeug, obwohl auch bei diesem Fahrzeug relative Abweichungen von einigen % auftraten.

Die grössten Abweichungen bei beiden Fahrzeugen betragen ca. 5% und sind mit der Ungenauigkeit eines Beschleunigungssensors verträglich. Die generell bessere Übereinstimmung beim 20t-Fahrzeug, kann darauf zurückzuführen sein, dass die in diesem Fahrzeug montierten Sensoren im Frequenzbereich kleiner als 5 Hz etwas genauer sind als die Sensoren des 40t-Fahrzeugs. Die am Fahrzeug gemessene Bremsverzögerung enthält auch die Bewegung der Brücke. Wie unten gezeigt wird, ist jedoch die Amplitude der Brückenbewegung sehr klein im Vergleich zur Bremsverzögerung, sodass der Einfluss vernachlässigbar ist.

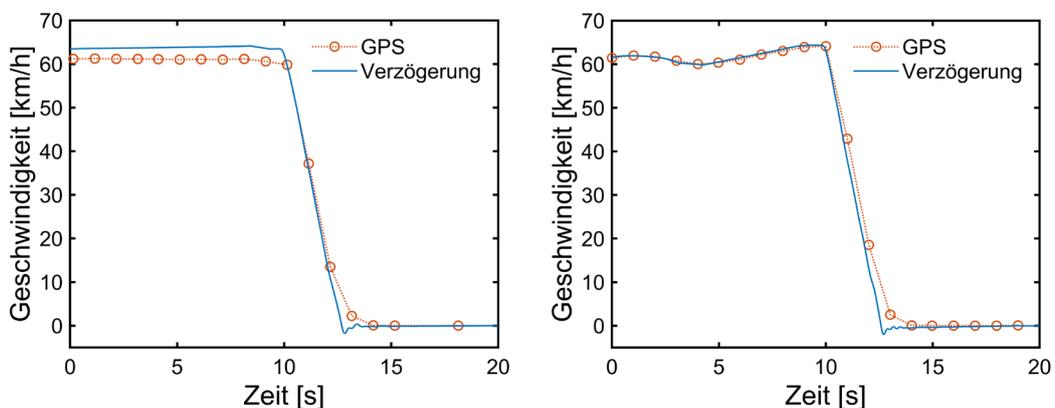


Abb. 82 Geschwindigkeit des 40t-Fahrzeugs (links) und des 20t-Fahrzeugs (rechts).

Tab. 12 fasst die Kennwerte der Bremsverzögerungen zusammen. Die Abkürzung v bezeichnet die Geschwindigkeit vor der Bremsung, t_b die Bremsdauer, a_m der Mittelwert der Bremsverzögerung, r_b der Längsruck bei Beginn der Bremsung und r_e der Längsruck am Ende der Bremsung und w_b der Bremsweg. Die Kennwerte der Bremsverzögerung sind in Abb. 83 visualisiert. Aus den Kennwerten entnimmt man, dass die durchschnittliche Bremsverzögerung von der Geschwindigkeit des Fahrzeugs abhängt. Geschwindigkeiten um 50 km/h oder kleiner führen zu einer durchschnittlichen Bremsverzögerung, die grösser als 7 ms^{-2} ist. Die grösste durchschnittliche Bremsverzögerung wird im Versuch 1 mit 8.25 ms^{-2} erreicht. Geschwindigkeiten um 60 km/h führen zu durchschnittlichen Bremsverzögerungen, die zwischen 6 und 7 ms^{-2} variieren. Auch das Gewicht des Fahrzeugs scheint die durchschnittliche Bremsverzögerung zu beeinflussen. Das 20t-Fahrzeug weist tendenziell höhere durchschnittliche Bremsverzögerungen auf als das 40t-Fahrzeug.

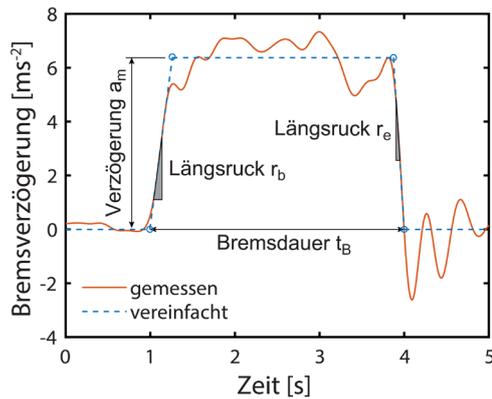


Abb. 83 Bremsverzögerungsprofil mit Visualisierung der Kennwerte.

Tab. 12 Kennwerte der Bremsverzögerung.

Versuch	Fahrzeug	v [km/h]	t_B [s]	a_m [ms ⁻²]	r_b [ms ⁻³]	r_e [ms ⁻³]	w_B [m]
1	20t	42.7	1.70	8.25	39.2	-71.3	10.2
2	40t	46.6	2.22	7.00	23.1	-38.1	14.8
3	40t	58.1	2.85	6.44	30.8	-59.0	22.8
4	20t	50.3	2.16	7.51	21.6	-69.6	15.7
	40t	50.8	2.37	7.41	14.4	-60.7	18.9
5	20t	46.8	1.90	8.05	34.6	-60.2	12.5
	40t	46.7	2.15	7.15	25.6	-56.0	14.9
6	20t	65.4	2.99	6.88	24.9	-69.3	28.3
7	40t	60.4	3.17	6.51	9.2	-53.6	29.7
8	40t	60.6	3.01	6.38	24.1	-50.2	26.2
9	20t	63.1	3.10	6.40	30.0	-64.1	29.3
	40t	61.2	2.96	6.52	29.2	-56.8	27.1
10	20t	63.9	2.86	6.91	30.8	-78.3	25.4
	40t	61.6	3.18	6.07	30.4	-39.0	28.0
11	40t	70.7	3.50	6.31	28.4	-54.1	36.3

Abb. 84 links stellt diese Zusammenhänge graphisch dar. Der oben beschriebene Einfluss der Geschwindigkeit ist deutlich sichtbar. Die gestrichelten Linien repräsentieren die lineare Regression zwischen Geschwindigkeit und mittlere Bremsverzögerung der beiden Fahrzeugkategorien. Die Regressionen deuten darauf hin, dass die Unterschiede zwischen 20- und 40-Tonnen-Fahrzeuge mit zunehmenden Geschwindigkeiten abnehmen. Aufgrund der wenigen Versuche und des beschränkten Geschwindigkeitsbereichs ist eine solche Deutung jedoch unsicher. Dass die 40-Tonnen-Fahrzeuge tendenziell eine kleinere mittlere Bremsverzögerung aufweisen als die 20t-Fahrzeuge dürfte hingegen zutreffen. Eine zuverlässige Quantifizierung ist jedoch aufgrund der wenigen Daten nicht möglich.

Die grösste kurzzeitig auftretende Bremsverzögerung weist wie die mittlere Bremsverzögerung einen deutlichen Einfluss der Geschwindigkeit und einen merklichen Einfluss des Gesamtgewichts des Fahrzeugs auf (Abb. 84 rechts). Die maximale Bremsverzögerung ist im Mittel etwa 16% grösser als die mittlere Bremsverzögerung und kann bei Geschwindigkeiten unter 50 km/h über 9 ms⁻² erreichen.

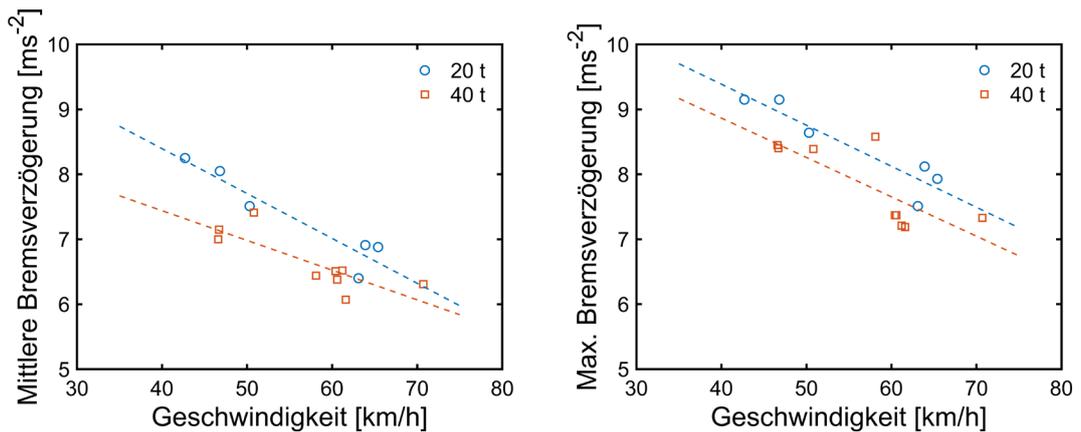


Abb. 84 Mittlere Bremsverzögerung (links) und Höchstwert der Bremsverzögerung (rechts) in Funktion der Geschwindigkeit.

Der Ruck bei Bremsbeginn scheint hingegen weniger deutlich von der Geschwindigkeit und vom Fahrzeug abzuhängen (Abb. 85 links). Ein Einfluss des Fahrers dürfte hingegen vorhanden sein, wie die beiden Bremsungen mit dem 40t-Fahrzeug zeigen, welche einen Ruck kleiner als 15 ms^{-3} aufweisen. Diese Werte sind so deutlich kleiner als die restlichen Werte, dass eine technische Erklärung nicht plausibel ist.

Wesentlich klarer ist der Zusammenhang zwischen dem Fahrzeug und dem Ruck bei Bremsende. Das rechte Diagramm in Abb. 85 zeigt eine klare Zweiteilung. Das 40t-Fahrzeug weist Rucke auf, die jeweils grösser als etwa -60 ms^{-3} sind. Das 20t-Fahrzeug hat hingegen immer kleinere Rucke. Der Ruck bei Bremsende ist hingegen unabhängig von der Geschwindigkeit bei Bremsbeginn.

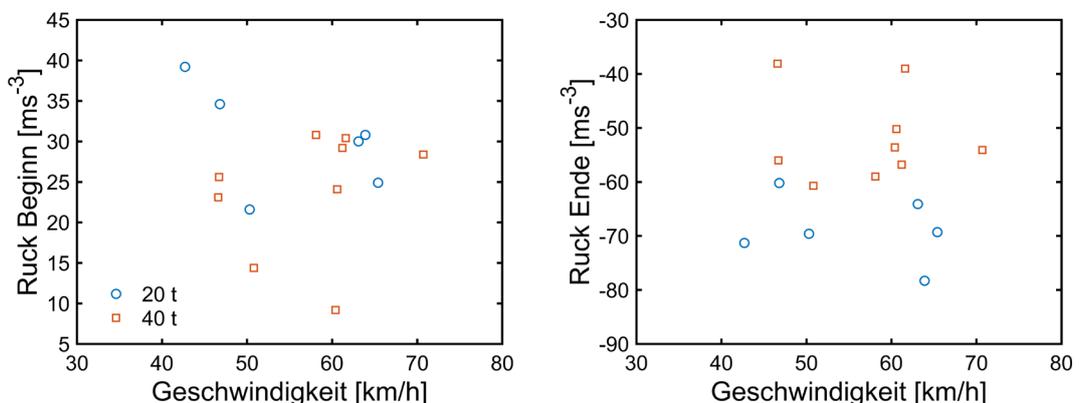


Abb. 85 Ruck bei Beginn und Ende des Bremsmanövers.

Die am Fahrzeug gemessenen vertikalen Beschleunigungen werden in Abb. 86 dargestellt. Zur Orientierung ist im linken Diagramm auch die Bremsverzögerung aufgeführt. Im Zeitverlauf der vertikalen Beschleunigungen sind 5 Phasen erkennbar. Die Phasengrenzen sind durch punktierte vertikale Linien dargestellt. Die erste Phase dauert bis zu etwa 4.2 Sekunden und ist durch kleine Beschleunigungen charakterisiert. Ab 4.2 Sekunden bis zu etwa 8 Sekunden dauert die zweite Phase, die sich durch deutlich grössere vertikale Beschleunigungen als Phase 1 auszeichnet. Diese Phase beinhaltet den Bremsvorgang. Der initiale Ausschlag klingt dabei kontinuierlich ab. Die letzte Phase ist durch das Ausschwingen des Fahrzeugs nach dem Stillstand charakterisiert.

In der ersten und zweiten Phase befindet sich das Fahrzeug noch vor der Brücke. Die Phase 2 beginnt etwa 60 m vor der Brücke und wird durch die Überfahrt des Fahrbahnübergangs abgeschlossen. Die Ursache für die grösseren Beschleunigungen ist unklar. Da die Intensität während der gesamten Phase etwa konstant bleibt, muss die Ursache auch während der ganzen Dauer der Phase 2 wirken. Das gleiche Muster findet sich bei beiden Fahrzeugen in allen Fahrten in Richtung Vevey. Dies unabhängig davon,

ob die linke oder rechte Spur verwendet wurde. Die Fahrten Richtung Bern zeigen keine Besonderheiten auf. Eine mögliche Ursache könnte die vor der Brücke sich befindende Bahnüberführung sein.

Der Ausschlag zu Beginn der Phase 3 wird durch die Überfahrt des Fahrbahnübergangs hervorgerufen. Die vertikalen Beschleunigungen klingen allmählich bis zum Beginn der Bremsphase ab. Dieses Verhalten ist konsistent mit dem Federungsverhalten eines Fahrzeugs, der eine lokale Fahrbahnebenheit überfährt.

Die Phase 4, die Bremsphase, wird durch starke Ausschläge zu Beginn und am Ende eingefasst. Die Ausschläge treten zeitgleich mit den Rucken auf. Die Amplitude des Ausschlags scheint mit der Intensität des Rucks zu korrelieren, da der Ausschlag am Ende der Bremsphase kräftiger ausfällt als der Ausschlag zu Beginn. Zwischen den Ausschlägen sind die Beschleunigungen von der gleichen Grössenordnung wie in den die Phasen 2 und 3.

Die letzte Phase, Phase 5, ist durch das Ausschwingen des Fahrzeugs nach dem Stillstand charakterisiert. Abb. 86 rechts zeigt die vertikalen Beschleunigungen beider Sensoren. Generell treten am vorderen Messpunkt grössere Amplituden als am hinteren Messpunkt auf.

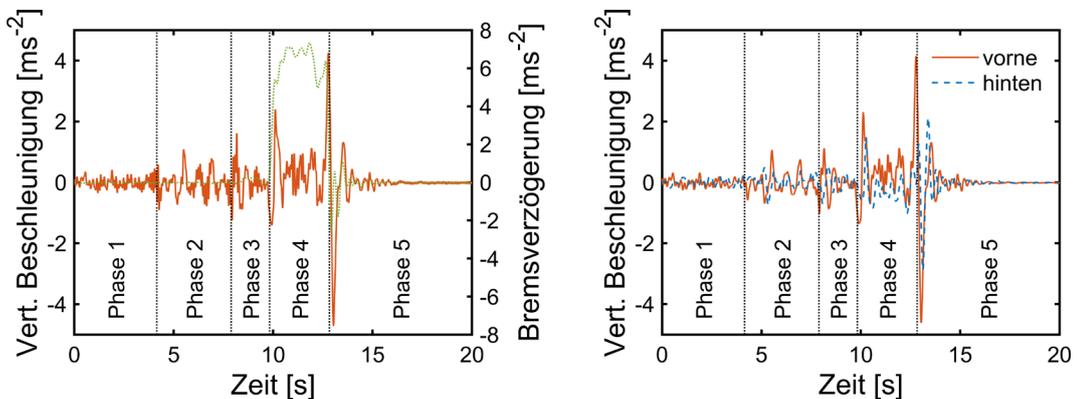


Abb. 86 Vertikale Beschleunigungen am Fahrzeug.

6.4.2 Antwort der Brücke

Die Längsverschiebungen des Brückenoberbaus relativ zu den Auflagern bei den Widerlagern Bern und Vevey sind in Abb. 87 rechts dargestellt. In den Diagrammen sind zur besseren Orientierung die Zeitpunkte, in denen das Fahrzeug auf die Brücke auffährt, das Bremsmanöver beginnt und abschliesst (Phasen 3 und 4) mit vertikalen, punktierten Linien sichtbar gemacht. Diese Darstellung ist in allen Abbildungen verwendet worden.

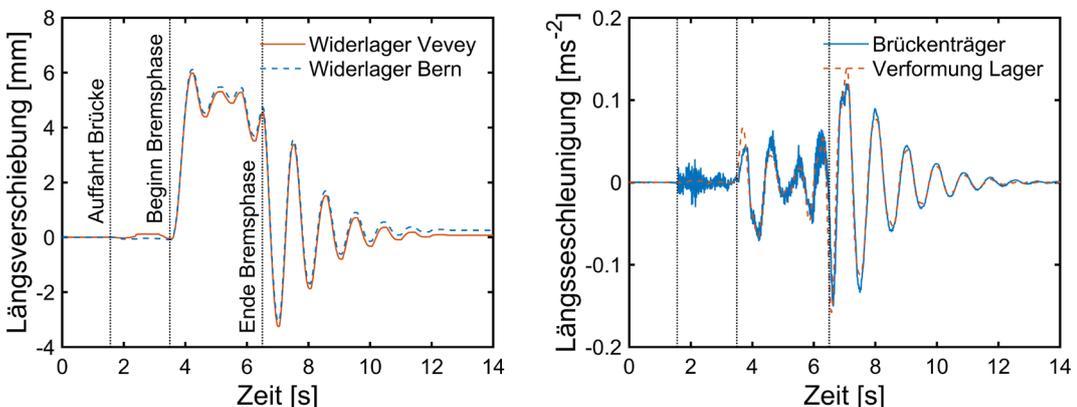


Abb. 87 Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke.

Die Längsverschiebungen sind nahezu identisch. Zu Beginn der Bremsphase nimmt die Verschiebung schnell zu und erreicht nach ca. 0.67 Sekunden das jeweilige Maximum (5.98 mm am Widerlager Vevey und 6.11 mm am Widerlager Bern). Die Verschiebungen bleiben leicht schwingend auf einem hohen Niveau bis zum Ende der Bremsphase. Die anschliessende Ausschwingphase wird durch ein kräftiges Zurückschnellen der Brücke eingeleitet, das eine Verschiebung entgegen der Anregungsrichtung von ca. 3 mm hervorruft. Das weitere Ausschwingen erfolgt in mehreren Zyklen, die sich durch eine zunehmende Schwingungsperiode auszeichnen. Insgesamt verhält sich die Längsverschiebung der Brücke während der Bremsphase vornehmlich statisch. Schwingungen sind zwar vorhanden, doch sind sie eher untergeordnet. Die Ausschwingphase wird hingegen vollständig durch die Dynamik dominiert.

Dieser Sachverhalt wird auch durch die am Brückenträger gemessenen Beschleunigungen in Längsrichtung bestätigt, die in Abb. 87 rechts dargestellt sind. Die grösste Amplitude während der Bremsphase ist rund halb so gross wie die grösste Amplitude der Ausschwingphase. Die Periode der Schwingungen während der Bremsphase ist auch etwas länger als in der Ausschwingphase. Die Zunahme der Periode in der Ausschwingphase ist in der Beschleunigung deutlicher sichtbar als in der Längsverschiebung der Brücke, weil die höhere Sensitivität der Beschleunigungssensoren eine grössere Anzahl Schwingungen aufzulösen vermag. Die Perioden, gemessen an den Nulldurchgängen der Schwingungen, betragen für die ersten 7 Zyklen 1.00, 1.02, 0.95, 0.91, 0.88, 0.81, 0.75 Sekunden. Da die Schwingungsamplitude mit zunehmenden Schwingungszyklen abnimmt, belegt die Abnahme der Schwingungsperiode (Zunahme der Schwingungsfrequenz) eine Zunahme der Längssteifigkeit der Brücke. Diese Zunahme steht qualitativ im Einklang mit der von der Erholung des Elastomers beobachteten Zunahme der Speichersteifigkeit der Lager mit abnehmenden Scherverformungen.

Die Amplitude der Längsschwingung und die zugehörige Schwingungsfrequenz in der Ausschwingphase sind in Abb. 88 für alle Versuche zusammengefasst. Die Amplitude der Längsschwingung ist im logarithmischen Massstab dargestellt. Man erkennt einen linearen Zusammenhang zwischen dem Logarithmus (Basis 10) der Amplitude und der Eigenfrequenz der Brückenlängsschwingung. Der Zusammenhang ist nahezu unabhängig von der Fahrrichtung der Fahrzeuge. Die Versuche mit den Fahrzeugen Richtung Bern scheinen bei gleicher Amplitude eine etwas grössere Eigenfrequenz aufzuweisen. Bei einer Amplitude von 2 mm ist die Eigenfrequenz etwas kleiner als 1 Hz. Amplituden von einem Zehntel Millimeter weisen eine Frequenz von 1.2 Hz auf.

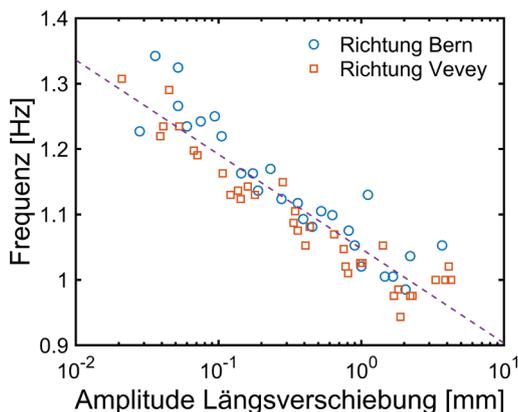


Abb. 88 Zusammenhang zwischen Amplitude der Längsschwingung und Schwingungsfrequenz in der Ausschwingphase.

In der Bremsphase treten neben der Grundschiwingung noch hochfrequente Schwingungen auf (Abb. 87 rechts). Diese treten bereits in der vorhergehenden Phase auf, in der das Fahrzeug sich auf der Brücke befindet. Die Ausschwingphase weist hingegen keine hochfrequenten Schwingungen auf. Es ist daher naheliegend anzunehmen, dass die hochfrequenten Schwingungen durch das sich bewegende

Fahrzeug erzeugt werden. Bemerkenswert ist, dass die Amplitude dieser Schwingungen während der Bremsphase nicht deutlich zunehmen.

Abb. 87 links zeigt am Widerlager Vevey vor dem Bremsmanöver eine kurz anhaltende Längsverschiebung (0.12 mm). Sie wird durch ein leichtes Anbremsen (0.23 ms^{-2}) des Fahrzeugs hervorgerufen (Abb. 81 links). Am Widerlager Bern ruft dieses Anbremsen hingegen keine messbare Längsverschiebung hervor. Am Ende der Messung zeigt das Widerlager Bern eine bleibende Verschiebung von 0.25 mm während die Verschiebung am Widerlager Vevey auf null abklingt. Beim Anbremsen befand sich das 40t-Fahrzeug auf dem Randfeld Seite Widerlager Bern und verursachte eine Kraft von ca. 9 kN. In den Versuchen mit Fahrten Richtung Bern zeigt sich, dass die Längsverschiebung am Widerlager Vevey auch auf die Auffahrt der Fahrzeuge (ca. 2 kN beim 40t-Fahrzeug) anspricht, während am Widerlager Bern keine Längsverschiebung erfasst wird. Abb. 89 illustriert die beschriebene Beobachtung. Das linke Diagramm zeigt die Längsverschiebungen des Versuchs 2 mit einem 40t-Fahrzeug in Richtung Bern. Die negative Längsverschiebung am Widerlager Vevey ist nach dem Eintreffen des Fahrzeugs auf der Brücke (linke punktierte vertikale Linie) deutlich zu erkennen. Am Widerlager Bern hingegen ist kaum eine Längsverschiebung zu erkennen.

Die Längsverschiebung am Widerlager Bern bleibt auch bei den Versuchen mit Fahrten Richtung Bern kaum nachweisbar. Das rechte Diagramm in Abb. 89 zeigt beispielhaft die Längsverschiebungen des Versuchs 9 mit einem 40t- und einem 20t-Fahrzeug in Richtung Vevey. Die Längsverschiebung am Widerlager Bern zeigt beim Auffahren des 20t-Fahrzeugs nur eine geringfügige Längsverschiebung. Diese Längsverschiebungen sind immer entgegengesetzt zur Fahrtrichtung der Fahrzeuge. Eine mögliche Erklärung ist, dass beim Überfahren des Fahrbahnübergangs die vordere Antriebsachse des Fahrzeugs, die auf der Brücke wirkt, eine Längskraft entgegen der Fahrtrichtung ausübt. Diese Längskraft ist bei den Fahrten Richtung Bern grösser als in Gegenrichtung, weil das Fahrzeug bergauf fährt und daher Antriebsleistung benötigt, um die Geschwindigkeit konstant zu halten. Bei Fahrten Richtung Vevey ist hingegen eine kleine oder sogar keine Antriebsleistung erforderlich, um die Geschwindigkeit zu halten, sodass die Längskraft zu klein ist, um Längsbewegungen der Lager zu verursachen.

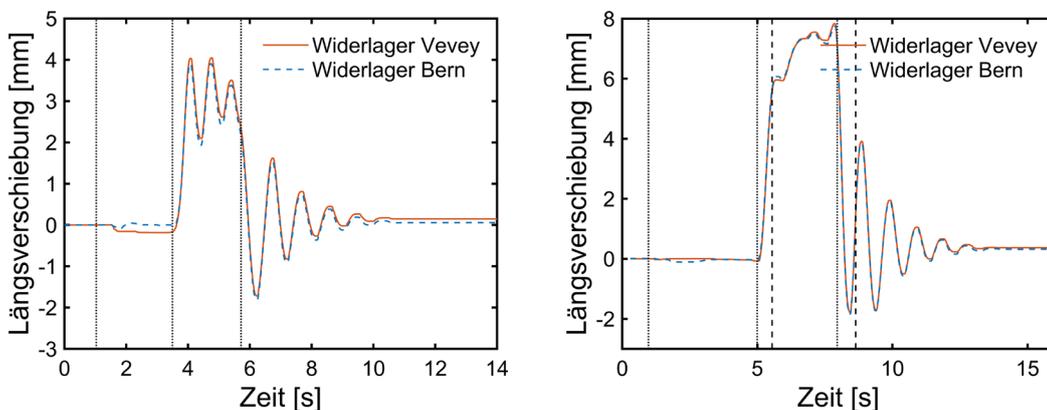


Abb. 89 Längsverschiebung im Versuch 2 (links) und in Versuch 9 (rechts).

Bleibende Längsverschiebungen am Ende der Aufzeichnungen in der Grössenordnung von einigen wenigen zehntel Millimeter sind an beiden Widerlagern feststellbar (siehe Abb. 87 und Abb. 89). Die Differenzen zwischen den beiden Widerlagern sind ebenfalls in dieser Grössenordnung. Da die Längssteifigkeit des Brückenträgers zu gross ist, um bei solch kleinen Längskräften Längsverformungen in der Grössenordnung von wenigen zehnteln Millimeter zu verursachen, deutet dies auf eine Längsverschiebung der Widerlager hin. Auch wenn bei dieser Grössenordnung die Messgenauigkeit der Sensoren nicht ausser Acht gelassen werden darf, deutet das systematische Verhalten der Brücke eher auf eine physikalische Ursache hin.

In Abb. 87 rechts ist auch die Beschleunigung dargestellt, die durch numerische Differentiation der Längsverschiebung gewonnen wird, die in Abb. 87 links dargestellt ist.

Diese Beschleunigung stimmt sehr gut überein mit der am Brückenträger gemessenen Beschleunigung. Da die Beschleunigung eine absolute Messgrösse ist, bestätigt dieses Ergebnis, dass die an den Widerlagern gemessene Längsverschiebung relativ zu den Widerlagern sehr gut mit der tatsächlichen Längsverschiebung des Brückenträgers bezüglich des Untergrundes übereinstimmt. Dies belegt, dass sich die Widerlager während eines Bremsversuchs kaum verschoben haben. Die Beobachtung, dass die gemessene relative Längsverschiebung an beiden Widerlagern praktisch gleich ist, unterstützt diese Schlussfolgerung, da es eher unwahrscheinlich ist, dass beide Widerlager sich gleich verformen. Insbesondere wenn berücksichtigt wird, dass das eine Widerlager auf Zugkräfte und das andere Widerlager auf Druckkräfte beansprucht wird.

Die gemessenen Längsbeschleunigungen an den Widerlagern zeigen während der Bremsphase und der anschliessenden Ausschwingphase keine relevanten Signale (Abb. 90 links). Ein relevantes Signal tritt nur bei der Überfahrt des Fahrzeugs über den Fahrbahnübergang am Widerlager Bern auf. Bei höherer zeitlicher Auflösung würde man im Signal sehr klar 5 Ausschläge erkennen, welche durch die 5 Achsen des Fahrzeugs verursacht wurden. Diese Beobachtung ist ein weiterer Beleg, dass Längsverformungen der Widerlager sehr klein sein müssen.

Die numerische Integration der Längsbeschleunigungen, die am Brückenträger gemessen wurden, könnten weitere Hinweise zum Verhalten der Widerlager liefern. Wie aus Abb. 90 rechts ersichtlich ist, lässt sich aus den Beschleunigungen die Längsverschiebung der Brücke nicht vollständig rekonstruieren. Eine gute Übereinstimmung mit der an den Widerlagern gemessenen Längsverschiebung ist nur in der Ausschwingphase vorhanden. In der Bremsphase verfehlt die numerisch integrierte Längsverschiebung die gemessene Längsverschiebung bei weitem. Der Grund dafür ist, dass bei tiefen Frequenzen (kleiner als 0.5 Hz) Beschleunigungen kleine Amplituden aufweisen und die Beschleunigungssensoren ein schlechtes Signal-Rauschverhältnis haben. Da die numerische Integration die sehr tiefen Frequenzanteile stark amplifiziert, werden auch die niederfrequenten Anteile des Rauschens stark amplifiziert und verfälschen dadurch das Resultat. Um sich dieser zu entledigen, werden die Messdaten mit einem Hochpassfilter bearbeitet, der die tiefen Frequenzanteile des Rauschens, welche die Verfälschung verursachen, entfernt. Dabei werden jedoch auch die niederfrequenten Anteile der Bewegung der Brücke entfernt, sodass diese Anteile im Schlussresultat fehlen.

In Abb. 90 enthält die numerische integrierte Längsverschiebung daher nur die dynamischen Anteile. Die Differenz ist im Wesentlichen der quasi-statische Anteil der Längsverschiebung. Dieser ist in der Bremsphase bedeutend und hat sich zu Beginn der Bremsphase aufgebaut, in der die Längsverschiebung mit etwa konstanter Geschwindigkeit zunahm und daher kleine Längsbeschleunigungen verursachte. Die gute Überstimmung in der Ausschwingphase ist jedoch eine weitere Bestätigung, dass die Längsverformungen der Widerlager sehr klein sein müssen.

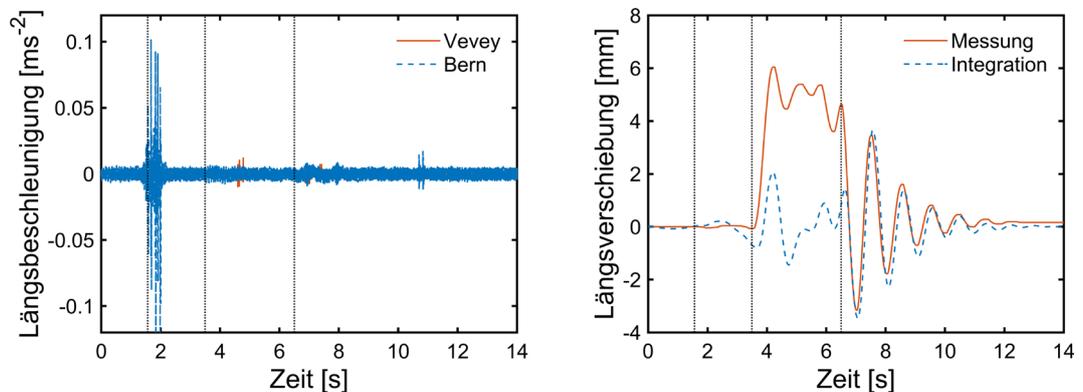


Abb. 90 Längsbeschleunigungen an den Widerlagern (links) und numerisch integrierte Längsverschiebung (rechts).

Neben den Längsschwingungen verursacht der Bremsvorgang auch Biegeschwingungen der Brücke. Die durch die Biegeschwingungen verursachten Beschleunigungen des Brückenträgers in der Mitte des Mittelfelds sind in Abb. 91 links dargestellt. Diese wurden ermittelt, indem der Mittelwert der Messungen an den beiden Rändern der Fahrbahn gebildet wurde. Die Beschleunigungen starten mit der Auffahrt des Fahrzeugs auf die Brücke. In der Bremsphase nehmen die Amplituden der Beschleunigung etwas zu. Der Ruck zu Beginn der Bremsphase erzeugt bemerkenswerterweise keine plötzliche Zunahme der Amplituden. Der Ruck am Ende der Bremsphase erzeugt hingegen eine deutliche Vergrößerung der Amplituden. Das Fahrzeug stand da etwa in der Mitte des Mittelfelds und erzielte daher eine grosse Wirkung. Nach dem Stillstand des Fahrzeugs schwingt die Biegeschwingung mit einer Frequenz von ca. 3 Hz allmählich aus. Es dürfte sich dabei um die Eigenfrequenz der Grundbiegeschwingung der Brücke handeln. Durch numerische Integration der in Abb. 91 links dargestellten Beschleunigung erhält man eine max. Durchbiegung des Brückenträgers von ca. 0.9 mm.

Das Fehlen von deutlich grösseren vertikalen Beschleunigungen durch den Anfangsruck mag im Versuch 8 daran liegen, dass bei Beginn der Bremsphase der Vorderteil des Fahrzeugs etwa 5 m vor der Stütze Seite Bern stand und daher die Auswirkungen des Rucks beschränkt blieben. Die Durchsicht aller Versuche zeigt jedoch, dass der Anfangsruck nirgends zu deutlich grösseren vertikalen Beschleunigungen führt.

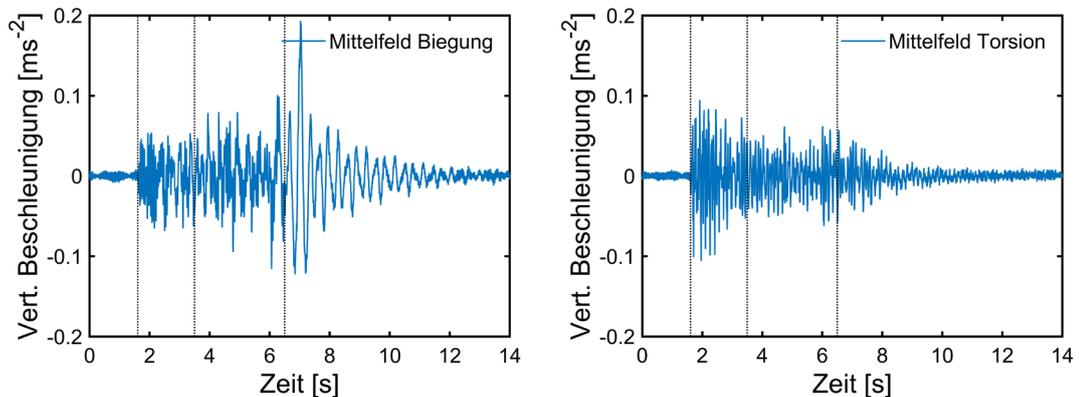


Abb. 91 Biege- und Torsionsschwingungen im Mittelfeld.

Abb. 91 rechts stellt die Beschleunigung dar, die durch die Torsionsschwingungen hervorgerufen wurde. Diese wurden ermittelt, indem die Differenz der Messungen an den beiden Rändern der Fahrbahn gebildet wurde. Auch diese beginnen mit der Auffahrt des Fahrzeugs auf die Brücke. Erstaunlicherweise löst der Ruck am Ende der Bremsphase keine bedeutenden Torsionsschwingungen aus, obwohl sich das Fahrzeug exzentrisch zum Torsionsmittelpunkt des Brückenkastens befindet. Die Frequenz der Torsionsschwingungen ist deutlich höher als die Frequenz der Biegeschwingungen.

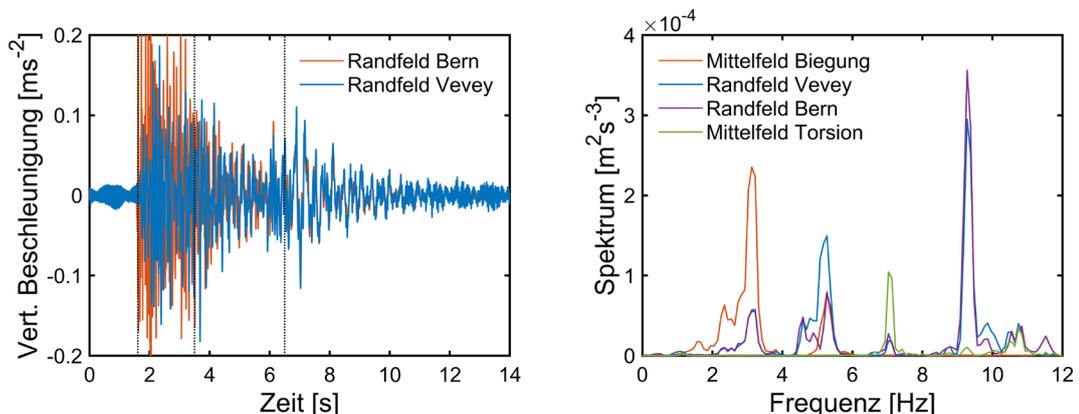


Abb. 92 Schwingungen in den Randfeldern (links) und Frequenzspektrum der Biege- und Torsionsschwingungen des Brückenträgers (rechts).

Die vertikalen Beschleunigungen an den Randfeldern sind in Abb. 92 links dargestellt. Die Amplituden sind vor der Bremsphase grösser als im Mittelfeld. Diese werden jedoch durch hochfrequente Anteile erzeugt, die geringe Verformungen erzeugen. Das Randfeld Bern weist deutlich grössere Amplituden auf, da dieses vom Fahrzeug befahren wurde. Die Amplituden der Bremsphase sind im Schnitt etwas kleiner als im Mittelfeld und die Schwingungen der Grundbiegeschwingung sind kaum erkennbar. Diese treten deutlicher nach dem Stillstand des Fahrzeugs auf. Die Amplituden bleiben jedoch deutlich kleiner als im Mittelfeld, da die Amplituden der Eigenschwingungsform der Biegegrundschwingung an den Messstellen der Randfelder kleiner sind als die Amplitude an der Messstelle des Mittelfeldes.

Abb. 92 rechts zeigt die Frequenzspektren, das aus den Messreihen, die in Abb. 91 und Abb. 92 links dargestellt sind, gebildet werden. Daraus lassen sich aus den lokalen Maxima der Spektren 5 Eigenfrequenzen herauslesen. Die Grundeigenbiegeschwingung hat eine Eigenfrequenz von ca. 3 Hz. Es folgt dann eine weitere Eigenbiegeschwingung mit einer Frequenz von ca. 5.3 Hz. Diese zwei Frequenzen sind in den Spektren des Mittelfelds und der Randfelder gut feststellbar. Dann erkennt man die Frequenz der 1. Eigentorsionsschwingung bei 7 Hz, die schwach auch in den Spektren der Randfelder auftritt. Schliesslich folgt eine Frequenz bei 9.3 Hz, die nur in den Randfeldern vorkommt. Die Analyse der Spektren aller Versuche zeigt, dass bei etwa 4.6 Hz eine weitere Eigenschwingung vorhanden ist. Diese tritt im Versuch 8 nur schwach im Spektrum des Randfelds rechts auf. Tab. 13 stellt die Analyse der Spektren aller Versuche zusammen.

Tab. 13 Eigenfrequenzen des Brückenträgers.

Schwingungsform	Frequenz [Hz]
1. Biegeschwingung	3.03 ± 0.02
2. Biegeschwingung	4.57 ± 0.02
3. Biegeschwingung	5.27 ± 0.02
1. Torsionsschwingung	7.04 ± 0.03
4. Biegeschwingung	9.34 ± 0.03

Das Verhalten der Brücke beim Einsatz von zwei Fahrzeugen ist qualitativ nicht wesentlich anders als bei einem Fahrzeug, falls sich die einzelnen Bremsmanöver zeitlich stark überlappen. Abb. 93 zeigt die Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke des Versuchs 10. Die punktierten vertikalen Linien zeigen von links nach rechts die Auffahrt, den Bremsbeginn und das Ende des Bremsmanövers des ersten Fahrzeugs (40 t). Die gestrichelten vertikalen Linien zeigen von links nach rechts den Bremsbeginn und das Ende des Bremsmanövers des zweiten Fahrzeugs (20t). Das zweite Fahrzeug leitet das Bremsmanöver ca. 0.4 Sekunden später ein als das erste Fahrzeug. Da seine durchschnittliche Bremsverzögerung deutlich grösser ist als die des schwereren Fahrzeugs (6.91 ms^{-2} gegen 6.07 ms^{-2}), beenden beide Fahrzeuge das Bremsmanöver nahezu gleichzeitig.

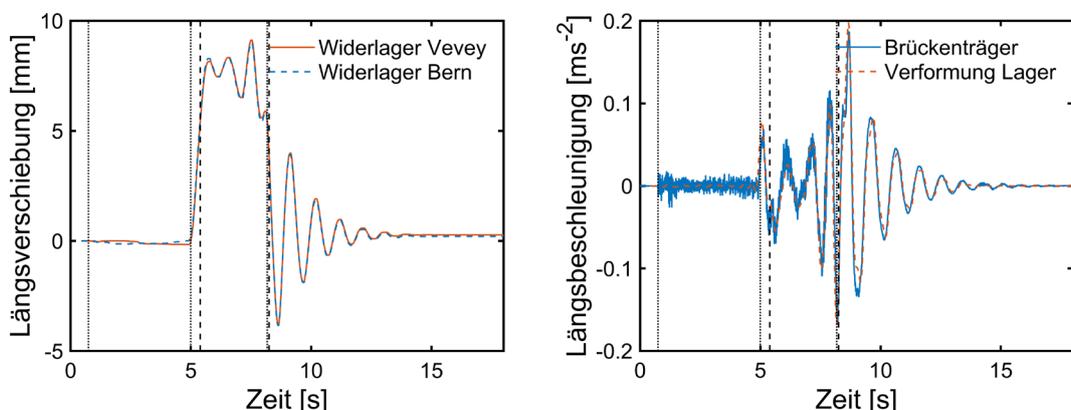


Abb. 93 Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke im Versuch 10 mit zwei bremsenden Fahrzeugen.

Beim Einsetzen des Bremsmanövers des zweiten Fahrzeugs beträgt die Längsverschiebung der Brücke etwa 6 mm. Dieser Wert entspricht der maximalen Längsverschiebung des Versuchs 8, der nur mit dem 40t-Fahrzeug durchgeführt wurde. Das dann einsetzende Bremsmanöver des 20t-Fahrzeugs erhöht die Längsverschiebung auf ca. 8.3 mm. Dieser Wert entspricht nicht der Summe der maximalen Längsverschiebungen mit nur einem 40t-Fahrzeug (z.B. Versuch 8) und nur einem 20t-Fahrzeug (Versuch 6), das eine Längsverschiebung von ca. 9.4 mm ergeben würde. Trotz des vornehmlich quasi-statischen Verhaltens der Brücke während der Bremsphase führt die Dynamik dazu, dass die Längsverschiebung kleiner bleibt. Eine maximale Längsverschiebung die mit dieser Summe vergleichbar ist (9.1 mm), wird durch eine Schwingung ca. 2 Sekunden später erreicht.

Die Längsverschiebung im Versuch 9, ebenfalls durch zwei gleichzeitig bremsende Fahrzeuge hervorgerufen, unterstreicht die Bedeutung der Krafteinleitung und der Dynamik für die maximale Längsverschiebung (Abb. 94). Das 20t-Fahrzeug brems 0.55 Sekunden später und beendet das Bremsmanöver 0.7 Sekunden später als das 40t-Fahrzeug. Auch bei diesem Versuch beträgt die Längsverschiebung der Brücke, die durch das 40t-Fahrzeug verursacht wird, etwa 6 mm. Diese Verschiebung bleibt für kurze Zeit konstant und vergrössert sich anschliessend durch die Einwirkung des 20t-Fahrzeugs auf 7.2 mm. Die maximale Längsverschiebung bleibt knapp unter 8 mm und wird beim Ende des Bremsmanövers des 40t-Fahrzeugs erreicht. In der Phase, in der beide Fahrzeuge bremsen, fehlen die Schwingungen nahezu vollständig.

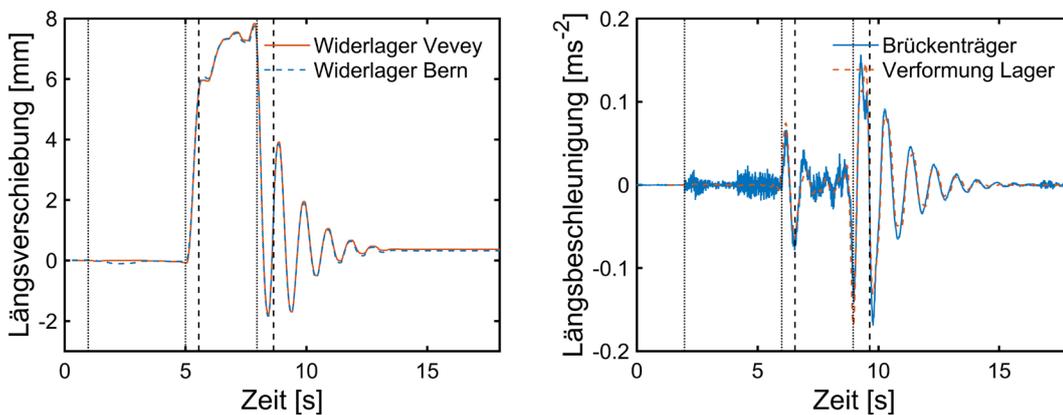


Abb. 94 Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke im Versuch 9 mit zwei bremsenden Fahrzeugen.

Tab. 14 fasst die wichtigsten Kennwerte der Bremsversuche zusammen. d_{\max} Vevey und d_{\max} Bern bezeichnen die maximale Verschiebungen der Lager (Mittelwert der beiden Messungen) an den Widerlagern Vevey und Bern. v ist die Geschwindigkeit und a_m die mittlere Bremsbeschleunigung der Fahrzeuge. Bei zwei Fahrzeugen ist links der Wert des 40t-Fahrzeugs und rechts der Wert des 20t-Fahrzeugs aufgeführt. t_b ist die gesamte Bremsdauer. Bei zwei Fahrzeugen stellt sie die Zeitverzögerung zwischen dem Anfang der Bremsphase des ersten Fahrzeugs und dem Ende der Bremsphase des zweiten Fahrzeugs dar. Die Position des Fahrzeugs am Anfang und Ende des Bremsmanövers ist in den Spalten Position 40t und Position 20t aufgeführt. Die Distanzen sind immer in Fahrrichtung angegeben.

Tab. 14 bestätigt, dass in allen Versuchen die maximalen Längsverschiebungen bei beiden Widerlagern im Wesentlichen gleich sind. Die Unterschiede betragen höchstens 0.15 mm und sind im Bereich der Messgenauigkeit der eingesetzten Sensoren. Auffallend ist, dass die maximalen Längsverschiebungen bei den Versuchen mit Fahrrichtung Bern (Versuche 1 bis 5, bergauf) immer deutlich kleinere Verschiebungen hervorrufen als die Versuche mit den Fahrten in Richtung Vevey (Versuche 6 bis 11, bergab). Dies obwohl die mittleren Bremsbeschleunigungen aufgrund der kleineren Geschwindigkeiten in den Versuchen 1 bis 5 generell grösser sind und sich die Brücke in der Ausschwingphase nicht wesentlich steifer verhält, da die gemessenen

Eigenfrequenzen der Brücke in Längsrichtung bei allen Versuchen sehr ähnlich sind (Abb. 88).

Tab. 14 Kennwerte der Bremsversuche.

Versuch	Fahrzeug	d_{\max} Vevey [mm]	d_{\max} Bern [mm]	v [km/h]	t_B [s]	a_m [ms ⁻²]	Position 40t [m]	Position 20t [m]
1	20t	2.93	2.84	42.7	1.7	8.25	—	47 / 54
2	40t	4.05	3.90	46.6	2.22	7.00	33 / 48	—
3	40t	4.08	4.16	58.1	1.85	6.44	30 / 53	—
4	40t + 20t	4.36	4.30	51.0 / 50.3	3.91	7.41 / 7.51	61 / 80	5 / 21
5	40t + 20t	4.92	4.99	46.7 / 46.8	2.42	7.15 / 8.05	75 / 90	46 / 59
6	20t	3.28	3.38	65.4	2.99	6.88		44 / 72
7	40t	5.41	5.59	60.4	3.17	6.51	15 / 45	
8	40t	5.98	6.11	60.6	3.01	6.38	31 / 57	
9	40t + 20t	7.83	7.74	61.2 / 63.1	3.65	6.52 / 6.40	66 / 93	38 / 67
10	40t + 20t	9.13	9.01	61.6 / 63.9	3.27	6.07 / 6.91	68 / 96	48 / 73
11	40t	6.27	6.42	70.7	3.50	6.31	27 / 63	

Im Versuch 4 sind die maximalen Längsverschiebungen nur wenig grösser als in den Versuchen 2 und 3, obwohl im Versuch 4 zwei Fahrzeuge eingesetzt wurden. Im Versuch 8 sind die maximalen Längsverschiebungen um etwa 0.5 mm grösser als im Versuch 7, obwohl das gleiche Fahrzeug eingesetzt wurde und die mittlere Bremsbeschleunigung leicht kleiner ist. Auch die maximalen Längsverschiebungen der jeweiligen Versuche mit zwei Fahrzeugen in Richtung Vevey weichen deutlich voneinander ab. Insgesamt zeigen die Versuche ein recht komplexes Verhalten der Brücke, das anhand der Kennwerte allein nicht unmittelbar interpretierbar ist. Daher werden nun die Versuche, die Fragen aufwerfen, genauer untersucht werden.

Wir beginnen mit den Versuchen mit Fahrrichtung Bern. Abb. 95 zeigt die Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke. Das Augenmerk sei auf die Längsbeschleunigung gerichtet. Im Vergleich zum Versuch 8 in entgegengesetzter Fahrrichtung (Abb. 87), sind die Schwingungsamplituden in der Bremsphase grösser als in der Ausschwingphase. Darüber hinaus, ebenfalls im Gegensatz zu Versuch 8, ist in der Bremsphase die Schwingungsfrequenz grösser als in der Ausschwingphase. Im Versuch 8 treten $3\frac{1}{2}$ Schwingungen während einer Bremsphase von 3 Sekunden auf. Dies ergibt eine Eigenfrequenz der Längsschwingung von 1.15 Hz bei einer durchschnittlichen Amplitude von ca. 0.5 mm auf. Da in der Bremsphase des Versuchs 2, die ca. 2.2 Sekunden dauert, $3\frac{1}{4}$ Schwingungen auftreten, beträgt die Eigenfrequenz der Längsschwingung ca. 1.5 Hz. Dies ist bei den auftretenden durchschnittlichen Schwingungsamplituden (1 mm) deutlich mehr als die Eigenfrequenz der Längsschwingung in der Ausschwingphase, die gemäss der Auswertung aller Versuche etwa 1 Hz beträgt (Abb. 88). Im Versuch 2 weicht das Schwingungsverhalten in der Ausschwingphase nicht vom Verhalten der anderen Versuche ab.

Dieses unterschiedliche Schwingungsverhalten zwischen Brems- und Ausschwingphase ist auch deutlich in den Frequenzspektren der Längsbeschleunigungen zu erkennen (Abb. 96). Die Spektren sind auf den gleichen Höchstwert skaliert, um sie besser vergleichen zu können. Die Spektren im linken Diagramm sind von den Versuchen mit den Fahrzeugen in Richtung Bern. Alle weisen grosse Amplituden bei einer Frequenz von 1 Hz auf. Diese Spektralampplituden werden durch die Ausschwingphase gebildet. Darüber hinaus weisen sie auch bedeutende Amplituden bei höheren Frequenzen auf. Der Versuch 1 besitzt grosse Amplituden um 1.4 Hz. Bei Versuch 2 befinden sich diese bei 1.6 Hz und Versuch 5 hat eine zweite Spitze des Spektrums bei 1.9 Hz.

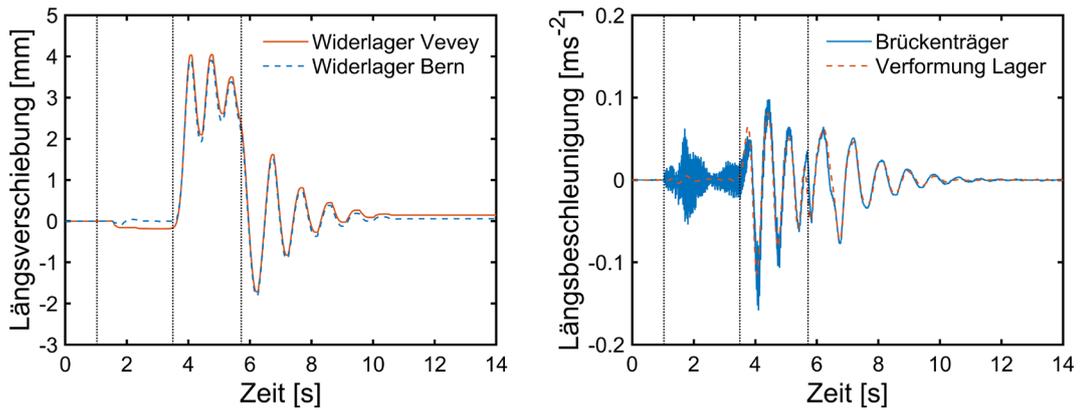


Abb. 95 Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke im Versuch 2.

Die Spektren der Versuche mit den Fahrzeugen in Richtung Vevey weisen hingegen nur eine Spitze auf, die im Frequenzbereich um 1.1 Hz liegt. Dies bedeutet, dass sich bei allen Versuchen die Perioden in der Brems- und Ausschwingphase nicht wesentlich voneinander unterscheiden. Die Buckel links vom Höchstwert der Spektren deuten darauf hin, dass in der Bremsphase die Schwingungen eher eine kleinere Frequenz als 1.1 Hz aufweisen.

Das beobachtete Verhalten der Brücke deutet darauf hin, dass bei einer Längsverschiebung in Richtung Bern im verformten Zustand während der Bremsphase eine Versteifung in Längsrichtung auftritt, die in den Schwingungen um die Ruhelage und bei einer Längsverschiebung in Richtung Vevey nicht zu beobachten ist.

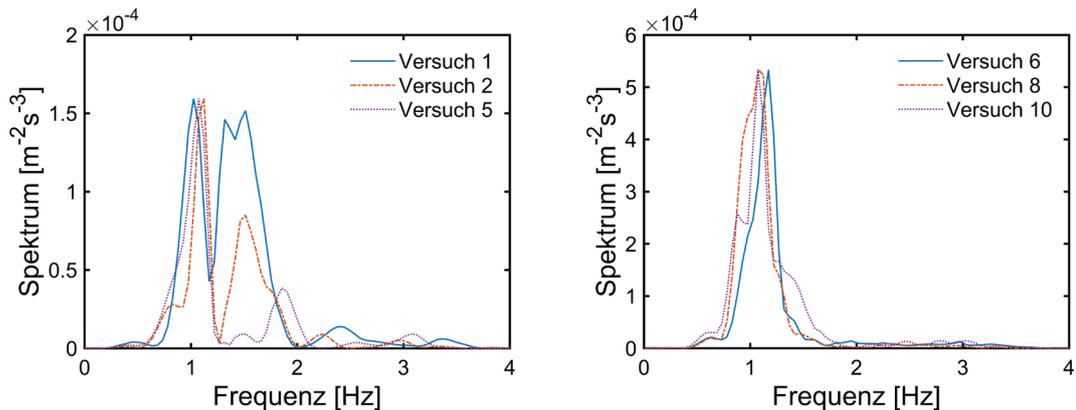


Abb. 96 Frequenzspektren der Längsbeschleunigungen.

Die Anomalie des Versuchs 4 ist durch das stark verzögerte Bremsmanöver des 20t-Fahrzeugs hervorgerufen. Abb. 97 zeigt die Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke. Die Auffahrt auf die Brücke und die Bremsphase des 40t-Fahrzeugs ist durch punktierte vertikale Linien und die Bremsphase des 20t-Fahrzeugs durch gestrichelte vertikale Linien dargestellt. Daran erkennt man, dass das 20t-Fahrzeugs sein Bremsmanöver etwa 1.9 Sekunden nach dem Bremsmanöver des 40t-Fahrzeugs eingeleitet hat. Die Periode, in der beide Fahrzeuge sich gleichzeitig in der Bremsphase befinden, beträgt ca. 0.5 Sekunden. Berücksichtigt man noch, dass die Dauer des aufsteigenden Ruckes des 20t-Fahrzeugs etwa 0.35 Sekunden beträgt, so ist die Dauer, in der beide Fahrzeuge gleichzeitig die volle Bremskraft auf die Brücke abgeben, sehr kurz (ca. 0.2 s).

In der ersten Phase des Bremsversuchs, in der nur das 40t-Fahrzeug bremst, beträgt die maximale Längsverschiebung am Widerlager Vevey 3.8 mm und ist damit vergleichbar mit den Ergebnissen der Versuche 2 und 3. Die gleichzeitige Kraftentfaltung bewirkt eine kleine Vergrößerung auf 4.36 mm, bevor das Zurückschnellen der Brücke einsetzt. In der Bremsphase, in der nur das 20t-Fahrzeug wirkt, treten grosse dynamische Amplituden um eine Längsverschiebung von etwa 2 mm auf, die dazu führen, dass bei

der ersten Schwingung die maximale Verschiebung wieder erreicht wird. Erst nach dem Ende des Bremsmanövers schnell die Brücke zurück und vollführt Schwingungen um die Ruhelage.

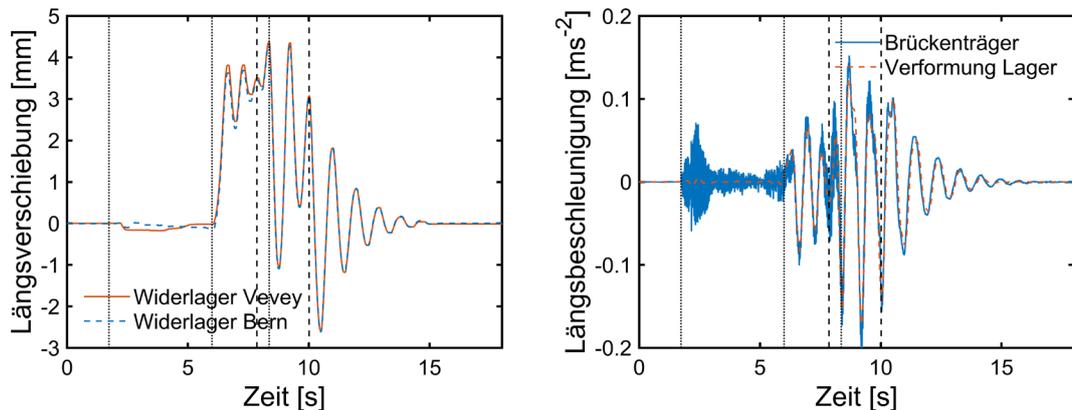


Abb. 97 Längsverschiebung und Längsbeschleunigung der Brücke im Versuch 4.

Die Schwingungsfrequenz in der ersten Phase des Bremsversuchs beträgt ca. 1.5 Hz und ist vergleichbar mit dem in Versuch 2 ermittelten Wert. In beiden Fällen beträgt die durchschnittliche Längsverschiebung, um die die Schwingungen auftreten, ca. 3 mm. In der zweiten Phase mit Schwingungen um eine durchschnittliche Längsverschiebung von 2 mm beträgt die Schwingungsfrequenz ca. 1.2 Hz. Im Versuch 5 erhöht sich die Schwingungsfrequenz bei einer durchschnittlichen Längsverformung von etwa 4 mm auf ca. 1.8 Hz. In der Ausschwingphase verhält sich die Brücke in den Versuchen 4 und 5 wie in den anderen Versuchen. Dieser Sachverhalt ist deutlich in den Spektren der Längsbeschleunigung der Versuche 2, 4 und 5 zu sehen (Abb. 98). Das Spektrum des Versuchs 4 gleicht viel mehr dem Spektrum des Versuchs 2 als dem Spektrum des Versuchs 5. Auch Versuch 5 belegt deutlich eine Versteifung des Verhaltens der Brücke, das mit der Amplitude der quasistatischen Längsverschiebung zusammenhängt.

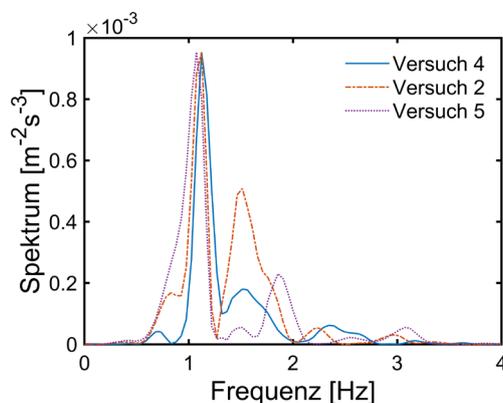


Abb. 98 Frequenzspektren der Längsbeschleunigung der Versuche 2, 4 und 5.

6.4.3 Bremskraft

Eine direkte Messung der Bremskraft – die Summe der Kräfte, die von den Lagern und den Stützen abgetragen wird – war bei den Versuchen nicht möglich. Die erhobenen Messdaten erlauben es jedoch, die Bremskraft auf die Brücke zu schätzen, falls sich die Brücke während eines Bremsmanövers wie ein Einmassenschwinger verhält. Zu jedem Zeitpunkt entspricht die Bremskraft der Summe der Anregung durch die Fahrzeuge und der Trägheitskraft der Brücke. Dies folgt direkt aus dem dynamischen Gleichgewicht der an der Brücke angreifenden Kräfte.

Die Anregung ist durch die Massen und Verzögerungsprofile der Fahrzeuge definiert. Die Trägheitskraft der Brücke bildet sich aus der modalen Masse der Brücke und der Fahrzeuge (diese werden durch die Anregung ebenfalls mitbeschleunigt) und der

Beschleunigung des Brückenträgers. Ausser der modalen Masse der Brücke sind alle Grössen durch Messungen bekannt. Die modale Masse der Brücke lässt sich aus den Plänen bestimmen. Die Unsicherheit der Masse dürfte einige Prozent betragen. Aufgrund der Dominanz der Anregung ist die Unsicherheit der Bremskraft in der Bremsphase kleiner als die Unsicherheit der modalen Masse der Brücke.

Zur Berechnung der Bremskraft wurde eine modale Masse der Brücke von 1615 t verwendet. Sie entspricht der modalen Masse, die auch in den Simulationen in den Kapiteln 7 und 8 verwendet wurde. Die gemessene Längsbeschleunigung der Brücke wurde mit einem Tiefpassfilter mit einer oberen Eckfrequenz von 6 Hz gefiltert, um hochfrequente Anteile, die durch Erschütterungen hervorgerufen wurden, zu entfernen. Tab. 15 stellt für jeden Versuch den Höchstwert der Anregung durch die Fahrzeuge ($F_{A,max}$) und den Höchstwert die berechneten Bremskräfte ($F_{B,max}$) zusammen. In der fünften Spalte ist der dynamische Vergrößerungsfaktor D_v , der aus dem Quotient des Höchstwerts der Bremskraft und des Höchstwerts der Anregung gebildet wird, aufgeführt. In der sechsten Spalte ist schliesslich die Zeitverzögerung Δt_B des Beginns des Bremsmanövers des zweiten Fahrzeugs zum Beginn des Bremsmanövers des ersten Fahrzeugs festgehalten.

Tab. 15 Kennwerte der Anregung und Bremskraft.

Versuch	Fahrzeug	$F_{A,max}$ [kN]	$F_{B,max}$ [kN]	D_v	Δt_B [s]
1	20t	180	277	1.54	–
2	40t	315	463	1.47	–
3	40t	316	474	1.50	–
4	40t + 20t	422	489	1.16	1.75
5	40t + 20t	473	549	1.16	0.52
6	20t	158	188	1.19	–
7	40t	282	308	1.09	–
8	40t	278	352	1.27	–
9	40t + 20t	417	438	1.05	0.55
10	40t + 20t	418	474	1.13	0.41
11	40t	274	352	1.29	–

Die Tabelle zeigt, dass die Höchstwerte der Bremskraft in den Versuchen 1 bis 5, in denen die Fahrzeuge in Richtung Bern fahren, generell grösser sind als in den Versuchen, in denen die Fahrzeuge in Richtung Vevey fahren. Dies ist auf die etwas grösseren Anregungskräfte infolge der kleineren Geschwindigkeit der Fahrzeuge und auf die deutlich grössere Beschleunigung der Brücke während der Bremsphase der Fahrzeuge zurückzuführen, wobei der zweite Anteil überwiegt. Die grosse Bedeutung des dynamischen Anteils der Bremskraft ist deutlich am dynamischen Vergrößerungsfaktor erkennbar, der bei den Versuchen mit einem Fahrzeug etwa 1.5 beträgt. Dabei wird etwa ein Drittel der Bremskraft durch die Dynamik verursacht. Die Bedeutung des dynamischen Anteils ist im linken Diagramm in Abb. 99 ersichtlich. Die Längsbeschleunigungen des Brückenträgers (Abb. 95) verursachen aufgrund der grossen modalen Masse der Brücke bedeutende dynamische Kräfte im Vergleich zur Anregung.

Aus Tab. 15 ist ebenfalls ersichtlich, dass ein Bremsmanöver mit einem einzigen Fahrzeug tendenziell einen grösseren dynamischen Vergrößerungsfaktor erzeugt als Bremsmanöver mit zwei Fahrzeugen. Wie in Kapitel 8 gezeigt wird, hängt bei mehreren Fahrzeugen der dynamische Anteil der Bremskraft stark vom Verhältnis der Zeitverzögerung zwischen den Bremsmanövern der Fahrzeuge und der Periode der Längseigenschwingung der Brücke ab. Entspricht die Zeitverzögerung etwa der Periode der Eigenschwingung, so ist der dynamische Anteil stärker als wenn die Zeitverzögerung etwa der Hälfte der Periode entspricht. Das rechte Diagramm in Abb. 99 zeigt die

Bremskraft beim Versuch 10 mit zwei Fahrzeugen. Die Zeitverzögerung zwischen den Bremsmanövern beträgt 0.41 s. Dies entspricht etwa der Hälfte der Periode der Eigenschwingung in Längsrichtung der Brücke (ca. 1 s), sodass der dynamische Anteil der Bremskraft während der Bremsphase klein im Vergleich zum Höchstwert der Anregung ist.

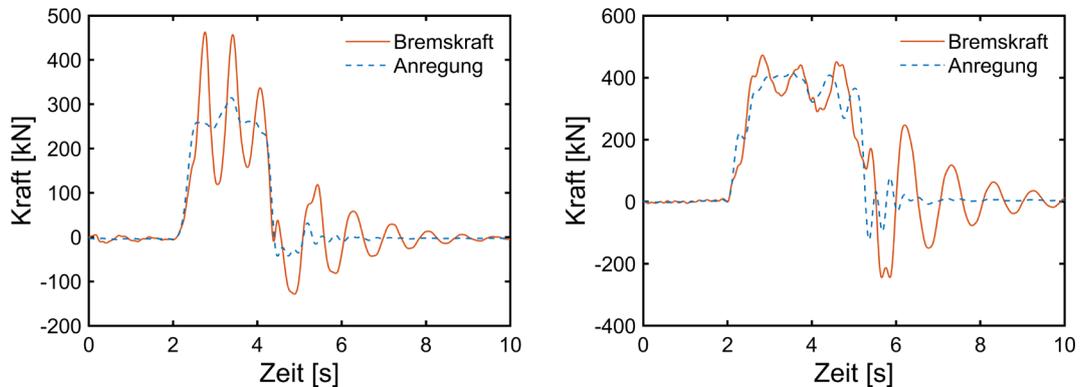


Abb. 99 Bremskraft und Anregung in den Versuchen 2 (links) und 10 (rechts).

6.5 Fazit

Die Versuche zeigen, dass bei einem Bremsereignis die Antwort der Brücke Längsrichtung in zwei Phasen aufgetrennt werden kann. Die erste Phase ist durch die Bremswirkung der Fahrzeuge bestimmt und ist charakterisiert durch quasistatische Verformungen, die durch Schwingungen überlagert werden, die kleinere Amplituden aufweisen als die quasistatischen Verformungen. Beim gleichzeitigen Bremsen zweier Fahrzeuge hängt die Intensität der quasistatischen Verformungen und der Schwingungen von der Zeitverzögerung zwischen dem Einsetzen des Bremsmanövers der beiden Fahrzeuge ab. Die zweite Phase ist durch das Ausschwingen der Brücke nach dem Stillstand der beiden Fahrzeuge charakterisiert. Auch diese Phase kann stark durch die genannte Zeitverzögerung beeinflusst werden (siehe Versuch 4).

Dieses Verhalten entspricht insgesamt den Erwartungen bei einer Brücke mit einer Eigenfrequenz der Längsschwingungen um 1 Hz und ist qualitativ mit dem Brückenmodell des Projekts AGB 2011/003 verträglich ([5], Abbildung 50, Seite 107). Das wesentlich steifere Verhalten der Brücke bei den Versuchen 1 bis 5 ist hingegen nicht unmittelbar nachvollziehbar, da in der Ausschwingphase keine vergleichbare Versteifung festzustellen ist. Diese Beobachtung wird im folgenden Kapitel eingehender untersucht.

Gemäss dem charakteristischen Wert der Bremskraft des Projekts AGB 2011/003 (siehe Abb.1) beträgt der dynamische Vergrößerungsfaktor bei einer Brücke von 100 m Länge und einer Eigenfrequenz der Längsschwingung von 1 Hz 1.18. Dieser Wert ist etwas grösser als der dynamische Vergrößerungsfaktor der Versuche 9 und 10 (Fahrten Richtung Vevey). Berücksichtigt man, dass die gemessenen Zeitverzögerungen zwischen den Bremsmanövern (etwa die Hälfte der Periode der Längseigenschwingung) günstig wirkend sind, so sind die beiden Vergrößerungsfaktoren kompatibel mit dem Wert 1.18 des Projekts AGB 2011/003. Bei den Bremsversuchen mit Fahrten in Richtung Vevey mit nur einem Fahrzeug treten Vergrößerungsfaktoren auch grösser als 1.18 auf. Doch sind diese bei einer Brückenlänge von 115 m ohne Bedeutung, da der charakteristische Wert der Bremskraft durch Bremsereignisse mit zwei gleichzeitig bremsende Fahrzeugen bestimmt wird.

Für die Fahrten in Richtung Bern dürften die Vergrößerungsfaktoren der Versuche 4 und 5 deutlich grösser als der Wert gemäss dem Projekt AGB 2011/003 sein, der für eine Brücke mit einer Eigenfrequenz der Längsschwingung von 2 Hz 1.06 beträgt. Da in diesen beiden Versuchen die Eigenfrequenz während der Bremsphase 1.5 Hz bzw. 1.8 Hz beträgt, ist ein Vergrößerungsfaktor von 1.06 eher ein unterer Grenzwert. Dennoch sind die mit den Versuchsdaten berechneten Vergrößerungsfaktoren zu hoch.

Aufgrund der grossen dynamischen Vergrösserungsfaktoren bei den Versuchen mit einem Fahrzeug, drängt sich die Vermutung auf, dass das stark nichtlineare Verhalten der Brücke die Vergrösserungsfaktoren verstärkt.

Ausserdem zeigen die Versuche:

- Dass sich die Widerlager bei Bremsversuch kaum verschoben haben. Die Grössenordnung der möglichen Verschiebung der Widerlager beträgt einige Zehntel mm.
- Dass grössere Biegeschwingungen des Brückenträgers erst durch den heftigeren Enddruck am Ende des Bremsmanövers hervorgerufen werden. Während der Bremsphase wird daher nur ein untergeordneter Anteil der kinetischen Energie des Fahrzeugs in Biegeschwingungen umgesetzt.
- Dass die mittlere Bremsverzögerung des Fahrzeugs von der Masse und der Geschwindigkeit abhängt. Je kleiner die Masse und die Geschwindigkeit sind, desto grösser ist die mittlere Bremsverzögerung.

Erwähnenswert ist auch, dass das eingesetzte Messsystem sich gut bewährt hat. Da keine Möglichkeit bestand, das gesamte Messsystem vorgängig zu testen, war das Auftreten von Fehlfunktionen nicht völlig auszuschliessen. Glücklicherweise funktionierten alle Systemkomponenten praktisch auf Anhieb, sodass die knappe zur Verfügung stehende Zeit für die Versuche eingesetzt werden konnte. Alle erfassten Daten konnten gesichert werden und die Zeitsynchronisation über GPS der verschiedenen Datensätze hat ebenfalls gut funktioniert.

7 Brückenmodell und Interpretation der Bremsversuche

7.1 Einführung

In diesem Kapitel sollen die im vorhergehenden Kapitel beschriebenen Versuchsergebnisse quantitativ untersucht werden. Die Untersuchung erfolgt mit einem nichtlinearen Brückenmodell, das mit dem viskoplastischen Lagermodell aus Kapitel 5 versehen ist. Zuerst wird das nichtlineare Brückenmodell mathematisch formuliert und die Annahmen besprochen, mit dem die Modellparameter bestimmt wurden. Daraufhin werden mit dem Brückenmodell die Bremsversuche simuliert und mit den Messungen verglichen. Diese Resultate werden interpretiert und Anpassungen am Modell unternommen, um die Genauigkeit des Modells zu verbessern. Das Ziel der Untersuchung ist es, abzuklären, ob ein Modell, das auf einem Einmassenschwinger beruht, das in den Versuchen beobachtete Verhalten der Brücke (Längsverschiebung, Längsbeschleunigung und Bremskraft) hinreichend genau wiedergeben kann. Darüber hinaus soll auch geklärt werden, unter welchen Bedingungen ein lineares Baudynamikmodell der Brücke, wie es im stochastischen Modell zur Berechnung des charakteristischen Werts der Bremskraft des Forschungsprojekt AGB 2011/003 eingesetzt wurde, zuverlässige Resultate liefert.

7.2 Brückenmodell

Im Projekt AGB 2011/003 ist zur Berechnung der Bremskräfte ein linearer Einmassenschwinger als Brückenmodell eingesetzt worden. Diese Wahl wurde getroffen, da keine zuverlässigen Informationen zum Verhalten in Längsrichtung von Brücken bei einem Bremsmanöver vorlagen und um die Rechenzeit der numerisch aufwendigen Monte-Carlo-Simulationen auf ein praktikables Mass zu beschränken. Die Bremsversuche am "Viaduc de Matran" haben gezeigt, dass der Bremsvorgang keine Kopplung zwischen Längs- und Biege- oder Torsionsschwingungen herruft. Zudem werden bedeutende Biegeschwingungen erst am Ende des Bremsvorgangs durch den vertikalen Ruck des Lastwagens hervorgerufen. Es ist daher naheliegend, auch zur Simulation der Bremsversuche als Brückenmodell einen Einmassenschwinger zu verwenden.

Selbstverständlich handelt es sich nicht mehr um den klassischen Einmassenschwinger der Baudynamik mit einer Masse, die an parallel wirkenden linear elastischen Feder und viskoelastischen Dämpfer (Kelvin-Voigt-Modell) gekoppelt ist. Das Brückenmodell wird mit dem nichtlinearen Lagermodell ergänzt, indem es parallel zum Kelvin-Voigt-Modell wirkend an die Masse gekoppelt wird (Abb. 100). Das Kelvin-Voigt-Modell berücksichtigt die Steifigkeit und Dämpfung der Stützen und das Lagermodell berücksichtigt die Steifigkeit und Dämpfung der Lager.

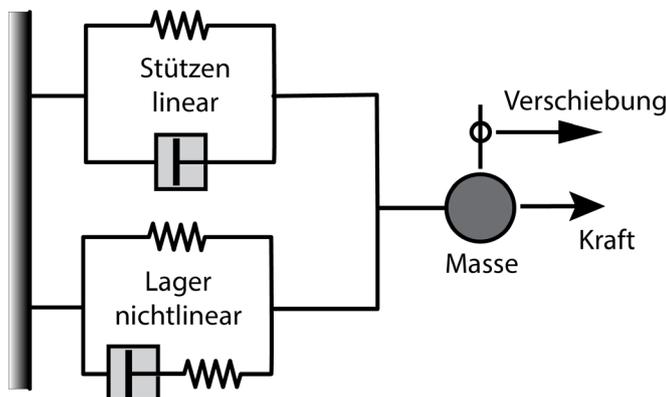


Abb. 100 Brückenmodell.

7.2.1 Mathematische Formulierung

Da das Lagermodell als Differentialgleichung formuliert ist, lässt sich das nichtlineare Brückenmodell wiederum als Differentialgleichung formulieren. Diese lautet:

$$\begin{aligned} m\ddot{d}(t) + c_s\dot{d}(t) + k_s d(t) + F(t) &= f_{LKW}(t) \\ \frac{F(t)}{\tau} + \dot{F}(t) &= \frac{\psi_1 K_1}{\tau} d(t) + (\psi_1 K_1 + \psi_2 K_2) \dot{d}(t) \end{aligned} \quad (33)$$

Die erste Gleichung beschreibt das dynamische Gleichgewicht der Brücke und die zweite Gleichung beschreibt das Verhalten der Lager. In den obigen Gleichungen ist $d(t)$ die Längsverschiebung der Brücke, $f_{LKW}(t)$ die Anregungskraft infolge des Bremsmanövers, m die Masse der Brücke, c_s die Dämpfung und k_s die Steifigkeit der Stützen in Brückenlängsrichtung. K_1 , K_2 , τ , ψ_1 und ψ_2 sind die Modellparameter des viskoplastischen Modells der Lager. Die Kopplung zwischen den zwei Gleichungen erfolgt durch die Kraft $F(t)$ der Lager.

Für die numerische Integration der Differentialgleichungen ist es zweckmässig, die Gleichungen (33) in ein System von Differentialgleichungen erster Ordnung zu transformieren. Dies wird erreicht, indem die Schnelle (Geschwindigkeit) der Längsverschiebung als zusätzliche Variable eingeführt wird:

$$v(t) = \dot{d}(t). \quad (34)$$

Dadurch werden die Gleichungen (33) zu:

$$\begin{aligned} \dot{d}(t) &= v(t) \\ \dot{v}(t) &= -\frac{k_s}{m} d(t) - \frac{c_s}{m} v(t) - \frac{F(t)}{m} + \frac{f_{LKW}(t)}{m} \\ \dot{F}(t) &= \frac{\psi_1 K_1}{\tau} d(t) + (\psi_1 K_1 + \psi_2 K_2) v(t) - \frac{F(t)}{\tau} \end{aligned} \quad (35)$$

Um eine eindeutige Lösung zu erhalten, müssen noch die Anfangsbedingungen formuliert werden. Die Brücke befindet sich zur Zeit $t = 0$ in der Ruhelage und die an den Lagern wirkende Kraft ist Null. Die Anfangsbedingungen lauten:

$$d(t=0) = 0, \quad v(t=0) = 0, \quad F(t=0) = 0. \quad (36)$$

Die erste und dritte Anfangsbedingung sind nur dann korrekt, wenn mit $d(t)$ allein die Längsverschiebung gemeint ist, die durch den Bremsvorgang hervorgerufen wird, und das Verhalten der Lager unabhängig von ihrer Vorverformung ist. Die Versuche an den Lagern und an den Elastomerkleinproben geben kein eindeutiges Ergebnis. Die Lager scheinen unabhängig vom initialen Verformungszustand zu sein, während die Elastomerkleinproben eher auf eine Abhängigkeit hindeuten. Im Allgemeinen müssen die Anfangsbedingungen daher lauten:

$$d(t=0) = d_0, \quad v(t=0) = 0, \quad F(t=0) = F_0, \quad (37)$$

wobei der Anfangszustand im statischen Gleichgewicht sein muss. Das heisst:

$$F_0 = \psi_1(d_0)K_1 d_0. \quad (38)$$

Im Allgemeinen befinden sich die Lager bei Beginn des Bremsmanövers in einem verformten Zustand, das durch Temperaturänderungen, Kriechen und Schwinden des Brückenträgers hervorgerufen werden. Da das viskoplastische Modell der Lager die

Auswirkungen dieser Phänomene nicht korrekt wiedergeben kann (siehe Kapitel 5), besitzt Gleichung (38) keine physikalische Bedeutung.

Die Differentialgleichungen (35) und die Randbedingungen (37) lassen sich durch ein numerisches Verfahren lösen. In dieser Arbeit wurde ein steifes implizites Runge-Kutta-Verfahren eingesetzt, das in Matlab® implementiert ist (Funktion `ode23s`).

Die Eigenfrequenzen des Brückenmodells lassen sich ebenfalls aus den Differentialgleichungen (35) bestimmen, indem man das Eigenwertproblem

$$\lambda \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -\frac{k_s}{m} & -\frac{c_s}{m} & -\frac{1}{m} \\ \frac{\psi_1 K_1}{\tau} & \psi_1 K_1 + \psi_2 K_2 & -\frac{1}{\tau} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d \\ v \\ F \end{bmatrix} = 0 \quad (39)$$

löst. Das Eigenwertproblem besitzt im Allgemeinen 2 komplexe Eigenwerte (konjugiert komplex zueinander) und einen realen Eigenwert. Die 2 komplexen Eigenwerte beschreiben die Eigenfrequenz und die modale Dämpfung der Brücke. Der reale Eigenwert entspricht dem Kehrwert der Relaxationszeit der Brücke.

7.2.2 Modellparameter

Die Modellparameter der Lager werden nach dem Verfahren bestimmt, das in Kapitel 5 beschrieben wird. Die bei der Simulation eines Bremsversuchs eingesetzten Parameter werden bei der Darstellung der jeweiligen Resultate aufgeführt. Die Modellparameter der Brücke bleiben hingegen unverändert. Die Masse des Brückenträgers wurde anhand der Pläne berechnet. Neben der Masse der Tragstruktur wurde eine Belagsstärke von 10 cm und 100 kg/m für Leitplanken und Abwasserrohre mitberücksichtigt. Die modale Masse der Stützen beträgt 154 t für am Fundament frei drehbare Stützen und 88 t für am Fundament eingespannte Stützen. Die Verbindung der Stützen mit dem Brückenträger wird immer als eingespannt vorausgesetzt. Die Gesamtmasse des Einmassenschwingers variiert daher je nach Randbedingung der Stützen zwischen 1615 t und 1680 t. Da für die Berechnungen beidseitig eingespannte Stützen angenommen wurde, ist in den Simulationen eine Gesamtmasse von 1615 t eingesetzt worden.

Die Steifigkeit der Stützen wird aus den Messungen gewonnenen Eigenfrequenzen des Brückenträgers bestimmt. Diese sind in Tab. 13 aufgeführt. An einem Balkenmodell der Brücke wurde der homogen angenommene Elastizitätsmodul variiert, bis die Eigenfrequenzen der ersten drei Biegeeigenoscillationen des Modells etwa mit den gemessenen Eigenfrequenzen übereinstimmten. Der Brückenträger wurde an den Widerlagern in vertikaler Richtung auf Federn aufgelagert, dessen Steifigkeit aus den Lagerversuchen bestimmt wurde. In Längsrichtung wurde die Längssteifigkeit der Lager mit Federn modelliert, deren Steifigkeit der Anfangssteifigkeit der Lager entsprach. An den Auflagern und an den Stützen konnte der Brückenträger frei rotieren. Die Exzentrizität zwischen der Hauptachse des Trägers und der Lager wurde mit einem starren Element simuliert. Das homogen angenommene Trägheitsmoment des Brückenträgers wurde mit den Querschnittswerten in der Mitte der Felder bestimmt. Zwar wird der Querschnitt zu den Stützen und den Auflagern hin steifer, doch dürfte der Einfluss auf die modale Biegesteifigkeit klein bleiben, da die Krümmung der Biegeeigenformen der kleinsten Eigenfrequenzen in diesen Randbereichen der Felder klein sind und zudem quadratisch in die Eigenfrequenz eingehen.

Tab. 16 fasst den Vergleich der Eigenfrequenzen zwischen Versuch und Modell bei einem dynamischen Elastizitätsmodul des Betons E_c von 46 GPa zusammen. Die assoziierten Eigenschwingungsformen sind in Abb. 101 dargestellt. Die Masse des Brückenträgers wurde gleichmässig auf die gesamte Länge verteilt, wobei die Masse der

Querscheiben über den Stützen und an den Widerlagern nicht berücksichtigt wurde. Die Eigenfrequenzen der ersten drei Biegeschwingungen stimmen recht gut mit den Messungen überein. Ein dynamischer Elastizitätsmodul von 46 GPa ist für eine über 50-jährige vorgespannte Stahlbetonbrücke im erwarteten Bereich. Eine Kalibrierung mit einem genaueren Brückenmodell lohnt sich jedoch nicht, da die Längssteifigkeit der Stützen im Vergleich zu den Lagern untergeordnet ist.

Tab. 16 Eigenfrequenzen des Brückenträgers [Hz].

Schwingungsform	Messung	Modell
1. Biegeschwingung	3.03 ± 0.02	2.99
2. Biegeschwingung	4.57 ± 0.02	4.58
3. Biegeschwingung	5.27 ± 0.02	5.37

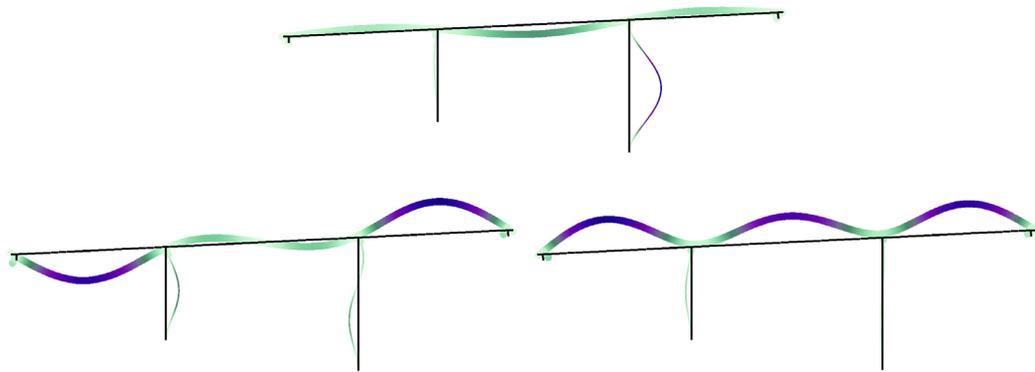


Abb. 101 Eigenformen der ersten drei Biegeschwingungen des Brückenträgers.

Die Längssteifigkeit k der Stützen wurde mit folgenden Formeln berücksichtigt, welche die Steifigkeit eines Biegebalkens mit homogenem Querschnitt quer zur Längsrichtung beschreibt:

$$k = 3 \frac{E_c I}{h^3} \quad (40)$$

$$k = 12 \frac{E_c I}{h^3}$$

wobei I das Trägheitsmoment des rechteckigen Stützenquerschnitts und h die Stützhöhe ist. Die erste Formel gilt für am Fundament frei drehbare Stützen, während die zweite Formel für Stützen gilt, die am starr angenommenen Fundament eingespannt sind. Die Formeln beschreiben zwei Grenzzustände. Das wirkliche Verhalten der Stützen dürfte sich irgendwo dazwischen befinden. Die Spanne, die durch die beiden Formeln beschrieben ist relativ gross. Tab. 17 beschreibt die Längssteifigkeiten der beiden Stützen. Die Höhe der Stützen wurde aus den Plänen entnommen. Der Stützenquerschnitt ist bei beiden Stützen gleich: 3 m x 0.6 m.

Tab. 17 Längssteifigkeiten der Stützen

Stütze	Höhe [m]	Steifigkeit frei drehbar [kN/mm]	Steifigkeit eingespannt [kN/mm]
Bern	29.68	0.279	1.115
Vevey	22.27	0.660	2.640

Vergleicht man die Längssteifigkeiten der Stützen mit der nominellen Längssteifigkeit (Herstellerwert) von 8 Elastomerlagern, die in Kapitel 2 untersucht wurden (13.28 kN/mm), so beträgt der relative Anteil der Stützen zur Längssteifigkeit der Brücke 6.6% für am Fundament frei drehbare Stützen und 22% für am starren Fundament

eingespannten Stützen. Da aus den Versuchen hervorgeht, dass die Herstellerwerte nur für sehr grosse Längsverformungen zutreffen und die von der Brücke ausgebauten Lager noch steifer sind, ist der tatsächliche Anteil der Stützen noch kleiner. Die in der Simulation eingesetzte Längssteifigkeit der Stützen k_s ist jeweils die Summe der beiden Stützen.

Der noch verbleibende Parameter, die Dämpfung der Stützen (ohne Lager), wurde mit einem Dämpfungsmass ζ von 2% (Lehrsches Dämpfungsmass) berücksichtigt. Der Dämpfungsparameter c_s lässt sich aus der Gesamtmasse der Brücke und der Längssteifigkeit der Stützen k_s berechnen:

$$c_s = 2\zeta\sqrt{m_s k_s} \quad (41)$$

Wie in diesem Kapitel gezeigt wird, ist auch der Dämpfungsanteil der Stützen im Vergleich zum Dämpfungsanteil der Lager sehr klein.

7.3 Resultate der Simulation

Analog wie im Kapitel 6 wird die Analyse der Simulation mit den Daten des Versuchs 8 (40t-Fahrzeug in Richtung Vevey) durchgeführt. Die Lagerparameter entsprechen dem Datensatz '0.4 / 0.75 / 1.1 Hz' aus Tab. 10. Die im Versuch 8 gemessene Bremsverzögerung wurde um 5% reduziert, um die Konsistenz mit den GPS-Geschwindigkeitsdaten zu erzwingen. Die Zeitintegration erfolgte mit einem Zeitschritt von 1/200 Sekunden.

Abb. 102 zeigt den Vergleich zwischen Messung und Simulation der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung. Die Simulation ergibt wesentlich grössere Verformungen. Während im Versuch eine maximale Längsverschiebung von 6 mm gemessen wurde (Mittelwert der Verschiebungen an den Widerlagern Bern und Vevey), beträgt die maximale Längsverschiebung in der Simulation 10.5 mm. Es fällt auch auf, dass die Schwingungsperioden in der Simulation wesentlich länger sind. Die maximalen Amplituden der Längsbeschleunigungen stimmen besser überein, doch die längeren Schwingungsperioden der Simulation sind auch hier deutlich erkennbar. Das Spektrum der Längsbeschleunigungen bestätigt diese Beobachtung (Abb. 103), denn die relevanten Spektralkomponenten des Modells sind deutlich tiefer als jene der Messung.

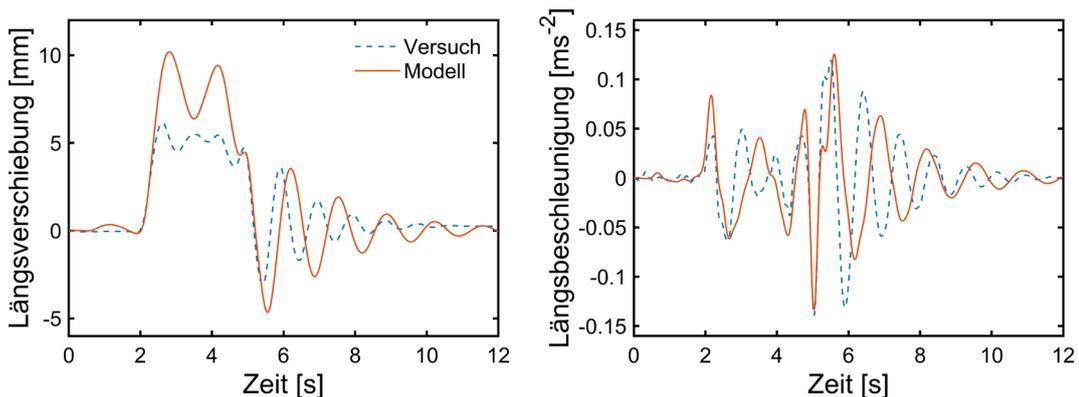


Abb. 102 Vergleich der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung des nichtlinearen Brückenmodells (Versuch 8).

Das Modell bildet die Längssteifigkeit der Brücke falsch ab. Berechnet man die Eigenfrequenzen des Modells, so findet man im Anfangszustand (ohne Reduktion der Lagersteifigkeit durch Plastifizierung) eine Eigenfrequenz von 0.88 Hz und im Endzustand eine Eigenfrequenz von 0.74 Hz (Reduktion der Lagersteifigkeit durch Plastifizierung). Die Eigenfrequenz des Endzustands entspricht etwa der Frequenz des Höchstwerts des Spektrums (0.78 Hz) aus Abb. 103. Gemäss der Auswertung der Ausschwingzeiten aller Versuche (Abb. 88) weist die Brücke bei einer

Schwingungsamplitude von 2 mm eine Eigenfrequenz von etwa 1 Hz auf, die bei einer Schwingungsamplitude von 0.1 mm auf ca. 1.2 Hz zunimmt. Die Eigenfrequenz des Anfangszustands des Modells, die der Schwingungsamplitude bei kleinen Verformungen entsprechen sollte, ist daher deutlich kleiner als der gemessene Wert. Diese Eigenfrequenz ist auch kleiner als die Eigenfrequenz, die bei einer Schwingungsamplitude von 2 mm beobachtet wurde. Es ist daher naheliegend zu folgern, dass die übermässigen Längsverschiebungen des Modells mit einer zu geringen Längssteifigkeit des Modells zusammenhängen.

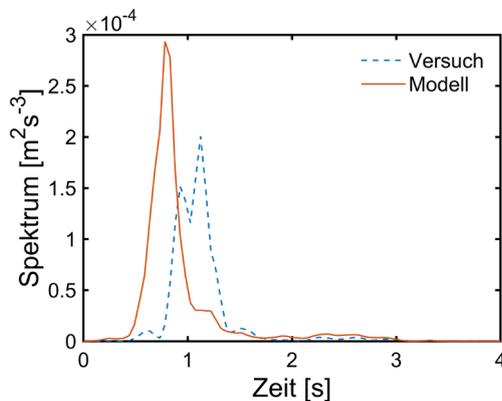


Abb. 103 Spektrum der Längsbeschleunigungen des Versuchs 8.

Bevor implizit angenommen wird, dass die Diskrepanz zwischen Modellrechnung und Messungen eine reale, physische Ursache hat, soll geklärt werden, ob die beobachteten Unterschiede durch das Lagermodell hervorgerufen werden. Es könnte nämlich sein, dass das Lagermodell die Messergebnisse der zyklischen Versuche zwar gut wiedergeben kann, jedoch für die Simulation der Bremsversuche ungeeignet ist. Bei den zyklischen Versuchen ist die Verformung der Lager vorgegeben und das Lagermodell berechnet daraus die Rückstellkraft der Lager. In der Simulation der Bremsversuche wird eine Anregungskraft vorgegeben und das Brückenmodell berechnet daraus die Längsverschiebung der Brücke, indem der Algorithmus zu jedem Zeitpunkt das dynamische Gleichgewicht der Kräfte herstellt.

Um zu prüfen, ob das Lagermodell auch für die Simulation der Bremsversuche anwendbar ist, wurde das klassische lineare Einmassenschwingermodell der Baudynamik (lineares Brückenmodell) verwendet, das aus einer Masse, einer linearen Feder und einem viskoelastischen Dämpfer besteht (Masse gekoppelt mit einem Kelvin-Voigt-Modell). Die Masse der Brücke blieb dabei unverändert. Die Steifigkeit der Feder setzte sich zusammen aus der Längssteifigkeit der Stützen (3.76 kN/mm) und der Speichersteifigkeit der Lager, die direkt aus den Messungen entnommen wurde. Für die Berechnung wurde die Speichersteifigkeit der Versuchsserie 2 bei einer Amplitude von 6 mm und einer Anregungsfrequenz von 1.1 Hz gewählt. Sie betrug für ein Lager 4.73 kN/mm und für 8 Lager 37.85 kN/mm. Die Konstante des Dämpfers wurde ebenfalls aus dem Anteil der Stützen (0.099 kNs/mm) und dem Anteil der Lager (1.27 kNs/mm) gebildet.

Das Ergebnis ist in Abb. 104 dargestellt. Auch dieses Modell überschätzt um etwa 50% den Höchstwert der Längsverschiebung. Mit 9.2 mm fällt dieser etwas kleiner aus als beim nichtlinearen Brückenmodell (10.5 mm), doch rührt diese Differenz aus der Wahl des Speichermoduls für eine Amplitude von 6 mm her, die im Vergleich zum berechneten Höchstwert zu günstig gewählt wurde. Würde man die Speicher- und Verluststeifigkeit bei 10 mm wählen, so beträgt der Höchstwert der Längsverschiebung 10.1 mm. Dieser Wert ist nun näher am Höchstwert des nichtlinearen Modells. Auch die Schwingungsperioden des linearen Modells sind in der Simulation deutlich länger als in der Messung. Die Eigenfrequenz des linearen Modells beträgt 0.8 Hz und entspricht der Eigenfrequenz des nichtlinearen Modells. Auch das lineare Modell zeichnet sich daher durch eine zu kleine Steifigkeit aus. Die Ergebnisse des linearen Modells bestätigen im Wesentlichen die Anwendbarkeit des nichtlinearen Modells zur Simulation der Bremsversuche. Die

Diskrepanz zwischen Modellrechnung und Messung sollte daher von einer realen physischen Ursache herrühren.

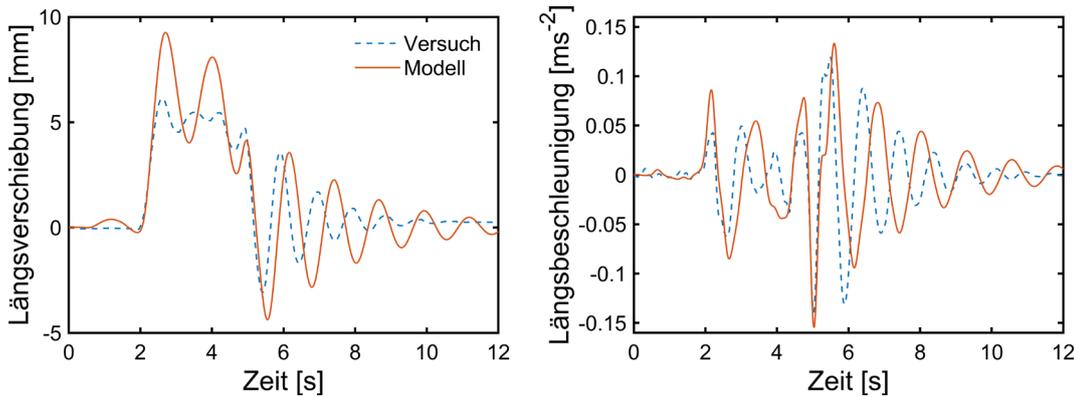


Abb. 104 Vergleich zwischen lineares Brückenmodell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 8).

7.4 Interpretation der Versuche Richtung Vevey

Die fehlende Längssteifigkeit lässt sich grössenordnungsmässig abschätzen, indem man annimmt, dass das Modell im Anfangszustand eine Eigenfrequenz von 1.1 Hz aufweisen soll. Diese Schätzung ergibt eine Steifigkeit von ca. 15 kN/mm. Sie entspricht etwa der Kurzzeitsteifigkeit zweier Lager oder etwa dem 4-fachen der Längssteifigkeit der Stützen. Den Einfluss der zusätzlichen Längssteifigkeit auf die Eigenfrequenz des Brückenmodells ist in Abb. 105 dargestellt. Das Modell ohne zusätzliche Längssteifigkeit weist viel zu kleine Eigenfrequenzen auf im Vergleich mit den Frequenzen der Ausschwingphase. Mit der zusätzlichen Längssteifigkeit stimmen bei Schwingungsamplituden von 1 bis 3 mm die Eigenfrequenzen des Modells mit jenen der Ausschwingphase überein. Bei kleineren Schwingungsamplituden unterschätzt das Modell die Frequenzen wieder. Da bei den zyklischen Lagerversuchen die kleinste Amplitude 1 mm war, basieren die Eigenschaften der Lager bei kleineren Amplituden auf eine Extrapolation des Lagermodells. Wie bereits erwähnt, unterschätzt das Lagermodell die beobachtete initiale Tangentensteifigkeit. Zudem machen sich bei diesen sehr kleinen Verformungen Haftreibungseffekte bemerkbar, welche zu einer Versteifung der Antwort der Brücke führen können.

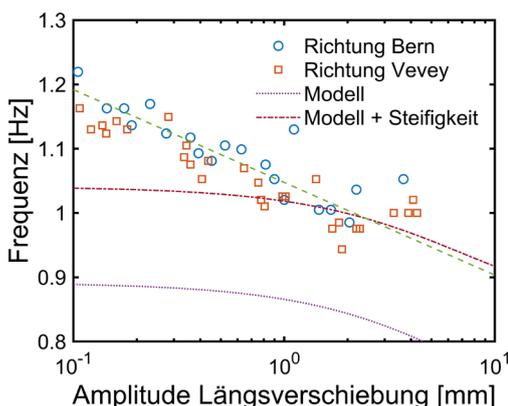


Abb. 105 Verlauf der Eigenfrequenzen des Modells mit zusätzlicher Längssteifigkeit.

Die zusätzliche Längssteifigkeit führt zur erwarteten besseren Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung des Versuchs 8 (Abb. 106). Die Längsverschiebung in der Bremsphase des Modells entspricht nun wesentlich besser der gemessenen Längsverschiebung. Der Höchstwert der Längsverschiebung des Modells beträgt nun 6.6 mm und ist nur wenig grösser als der gemessene Höchstwert. Das Modell unterschätzt immer noch die Schwingungsfrequenz. In der Ausschwingphase war dies jedoch zu erwarten, da das Modell die Erholung des Elastomers bei kleineren Schwingungsamplituden, die nach der

grössten Schwingungsamplitude auftreten, nicht berücksichtigt. Die Eigenfrequenz des Modells ist daher durch den Höchstwert der Längsverschiebung definiert. Die grösseren Amplituden des Modells in der Ausschwingphase sind ebenfalls auf die fehlende Erholung zurückzuführen. Doch ist die Schwingungsperiode des Modells auch in der Bremsphase etwas grösser als die Schwingungsperiode der Messung.

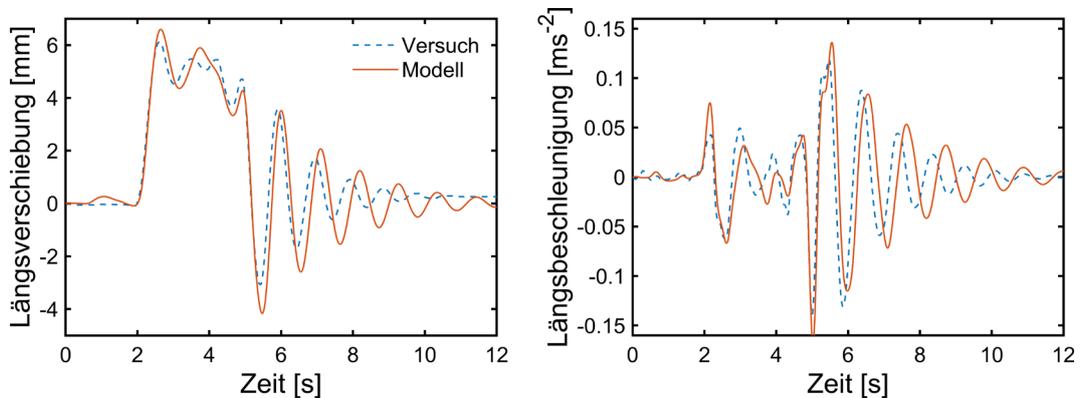


Abb. 106 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 8).

Die Simulation der Versuche 6 und 10 (Abb. 107 und Abb. 108) ergibt Resultate mit analogen Merkmalen wie die Simulation des Versuchs 8. Die Höchstwerte der Längsverschiebung sind vergleichbar mit den gemessenen Höchstwerten und die Perioden und Amplituden der Ausschwingphase sind etwas grösser als jene der Messungen. Im Versuch 6 weichen die Längsverschiebungen der Messung in der Bremsphase nach dem Höchstwert von jenen der Simulation ab. Dies dürfte aber mit der bleibenden Verschiebung von 0.5 mm zusammenhängen, die im Versuch auftritt. Im Versuch 6 stimmt die Periode der Längsbeschleunigungen in der Bremsphase auch besser mit der Periode in den Messungen als in den Versuchen 8 und 10 überein. Dies dürfte eine Konsequenz der Kalibrierung der zusätzlichen Steifigkeit sein, die für Längsverschiebungen zwischen 1 bis 3 mm durchgeführt wurde. Bei grösseren Längsverschiebungen tendiert das Modell etwas längere Perioden aufzuweisen als die Messungen.

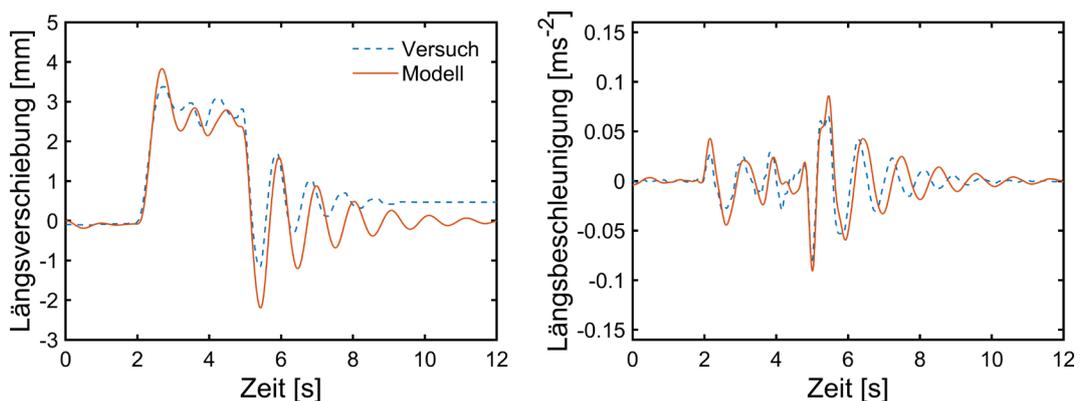


Abb. 107 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 6).

Eine zusätzliche Längssteifigkeit erlaubt also, eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Simulation und Messung zu erzielen. Doch woher stammt diese zusätzliche Steifigkeit? Die Längssteifigkeit der Brücke wird durch die Stützen und Lager bestimmt. Die Stützen wurden im Modell als beidseitig eingespannt angenommen, sodass bereits die steifere Variante gewählt wurde. Der dynamische Elastizitätsmodul des Betons ist mit 46 GPa plausibel. Doch auch wenn die Stützen einen steiferen Beton als den Brückenträger haben sollten, der 4-fache Wert ist bei weitem nicht möglich.

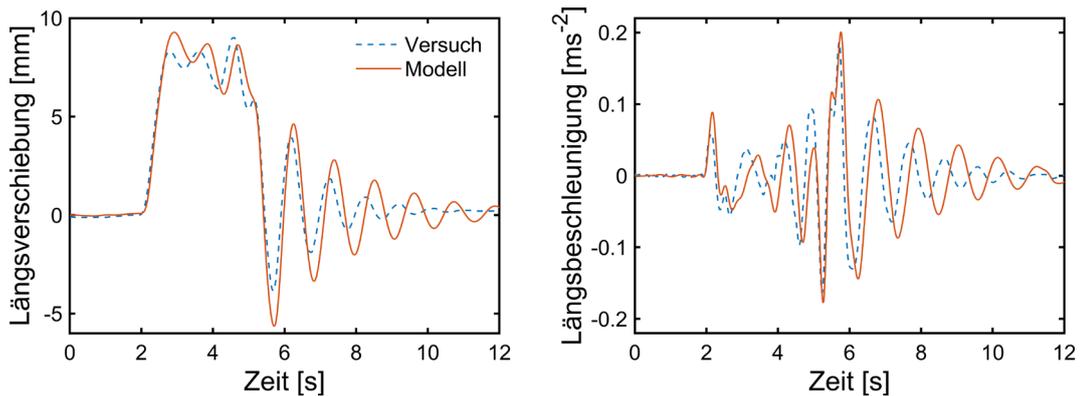


Abb. 108 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 10).

Da die Brücke gekrümmt ist, sind die Stützenquerschnitte leicht gegen die globale Längsrichtung der Brücke geneigt. Diese Neigung aktiviert einen Anteil des Trägheitsmoments des Stützenquerschnitts parallel zur Längsachse der Brücke, der 25-mal grösser ist, als das Trägheitsmoment senkrecht zur Längsachse der Brücke. Da der Neigungswinkel sehr klein ist (ca. 1.2°) und der Beitrag des grösseren Trägheitsmoments mit dem Quadrat des Sinus des Winkels eingeht, tritt jedoch praktisch keine Versteifung der Längssteifigkeit der Stützen auf.

Aufgrund der Neigung des Brückenträgers (4.9%) tritt bei einer Längsverschiebung der Brücke auch eine Bewegungskomponente in Längsrichtung der Stützen auf. Da die Stützen in ihrer Längsrichtung sehr viel steifer sind als in Längsrichtung der Brücke, das Verhältnis beträgt ca. 340, könnte sich daraus eine Versteifung der Brücke in Längsrichtung ergeben. Berechnet man den Anteil dieser axialen Stützensteifigkeit in Längsrichtung der Brücke, ebenfalls mit dem Quadrat des Sinus des Winkels (2.8°), so beträgt er das 4.1-fache der Längssteifigkeit der Stützen infolge Biegung. Dieser Wert entspricht ziemlich exakt der zusätzlichen Steifigkeit, die erforderlich wäre, um die Eigenfrequenz des Anfangszustands des Modells auf 1.1 Hz zu heben. Berechnungen mit FE-Balkenmodellen mit horizontalem und geneigtem Brückenträger zeigen jedoch keine wesentliche Zunahme der Eigenfrequenz der Eigenschwingung in Längsrichtung der Brücke aufgrund der Neigung. Der Anteil der axialen Stützensteifigkeit in Längsrichtung der Brücke wird offenbar nicht aktiviert.

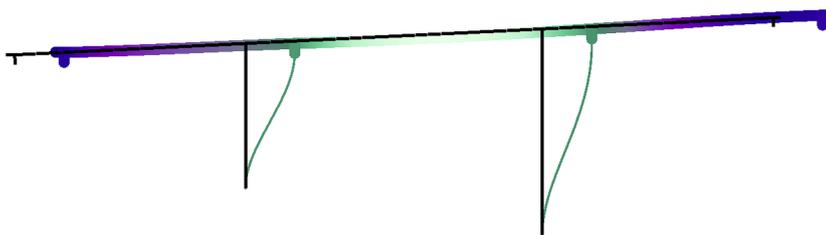


Abb. 109 Eigenform der ersten Eigenschwingung in Längsrichtung.

Die Neigung ruft eine vertikale Verformung des Brückenträgers hervor, die an den Widerlagern klein ist und etwa in Brückenmitte ihr Maximum annimmt (Abb. 109). Das Verhältnis zwischen der konstanten Verformung in Längsrichtung und dem Maximum der vertikalen Verformung beträgt ca. $1/20$. Bei Längsbeschleunigungen um 0.1 ms^{-2} , wie sie bei den Versuchen auftraten, sollten daher in Feldmitte vertikale Beschleunigungen um 0.05 ms^{-2} auftreten. Beschleunigungen dieser Grössenordnung sind mit den eingesetzten Sensoren gut messbar. Die Analyse der Messdaten zeigt in den Aufzeichnungen jedoch keine Beschleunigungskomponente mit einer Frequenz um etwa 1 Hz. Abb. 110 links, das die Beschleunigung in Längsrichtung und die vertikale Beschleunigung in der Mitte des Mittelfeldes darstellt, zeigt, dass keine solche Komponente vorhanden ist. Die

Beschleunigung in Feldmitte wurde mit einem Tiefpassfilter mit einer Eckfrequenz von 2 Hz gefiltert, um die niederfrequenten Anteile besser sichtbar zu machen. Die sichtbare vertikale Beschleunigung weist eine Frequenz auf, die deutlich höher als 1 Hz ist, wie der Vergleich mit der Beschleunigung in Längsrichtung verdeutlicht. Das Frequenzspektrum in Abb. 110, das mit der ungefilterten Messung berechnet wurde, bestätigt diese Beobachtung. Im Frequenzbereich mit grossen Amplituden der Beschleunigung in Längsrichtung weist die Beschleunigung des Mittelfeldes vernachlässigbare Amplituden auf. Die kleinen Amplituden zwischen 1 und 2 Hz mit einem lokalen Maximum bei ca. 1.6 Hz dürften von den Schwingungen des Fahrzeugs herrühren. Die Messungen widersprechen daher den Voraussagen des FE-Balkenmodells der Brücke. Dieser Widerspruch ist jedoch keine Bestätigung der Hypothese, dass die axiale Stützensteifigkeit den im obigen Abschnitt ermittelten Beitrag zur Längssteifigkeit der Brücke erbringt.

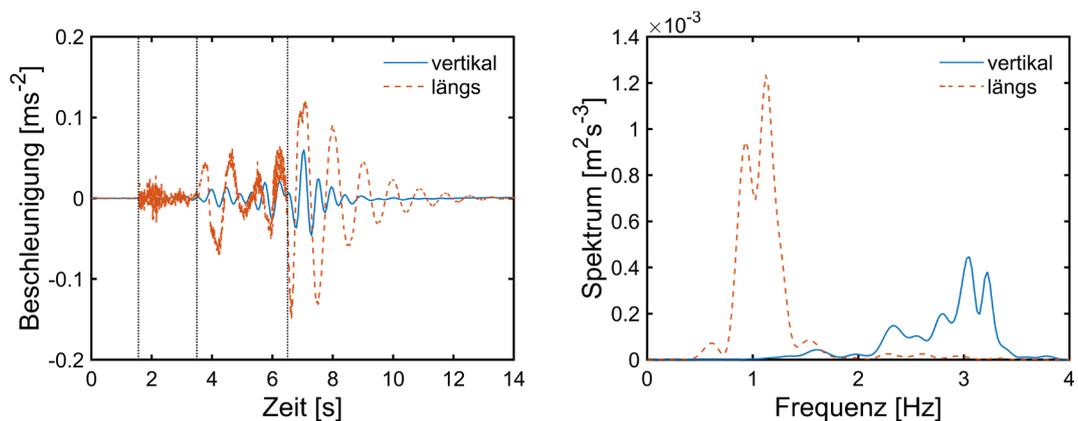


Abb. 110 Zeitverlauf und Frequenzspektrum der Beschleunigung in Längsrichtung und der vertikalen Beschleunigung in der Mitte des Mittelfeldes.

Die Eigenschaften der Lager wurden mit Versuchen bestimmt, sodass sie als zuverlässig bekannt gelten sollten. Zwischen den drei Versuchsserien mit verschiedenen Auflasten treten zwar Unterschiede auf und je nach verwendetem Datensatz variieren die Modellparameter, doch sind diese Unterschiede viel zu klein um auch nur annähernd die erforderliche zusätzliche Steifigkeit bereitzustellen. Das Modell des Lagers tendiert die initiale Tangentensteifigkeit zu unterschätzen, sodass die initiale Steifigkeit des Brückenmodells ebenfalls unterschätzt wird. Eine grössere initiale Steifigkeit dürfte jedoch kaum einen wesentlichen Einfluss auf die Resultate haben, da bei endlichen Verschiebungen die initiale Steifigkeit durch die Schädigungsfunktion reduziert wird. Bei der Simulation der zyklischen Versuche im ersten Belastungszyklus überschätzt das Modell des Lagers bei gleicher Verschiebung tendenziell die Kräfte im Vergleich zu den Messungen, sodass dieses Verhalten die Längsverschiebungen der Brücke zu Beginn des Bremsmanövers, wo in der Regel die maximalen Verschiebungen auftreten, eher reduzieren sollte.

Eine weitere mögliche Ursache für die in den Versuchen beobachtete grössere Steifigkeit ist der Einbauzustand der Lager. Wie Abb. 111 zeigt, ist die vertikale Verformung der Lager links und rechts des Lagers sehr unterschiedlich. Während der Brückenträger eine Neigung von 4.9% aufweist, weist das Lagerpodest eine deutlich geringere Neigung auf. Die Folge ist, dass auf der linken Seite das Lager stärker verformt ist als auf der rechten Seite. Der Unterschied beträgt ca. 10 mm auf einer Gesamthöhe der Elastomerschichten von 60 mm. Auf der rechten Seite ist das Lager nahezu entlastet, während auf der linken Seite eine starke Kompression vorherrscht (ca. 16% Dehnung).



Abb. 111 Elastomerlager am Widerlager Vevey.

In Kapitel 3 wurde festgestellt, dass die Speichersteifigkeit der bewehrten Elastomer-Lager bei gleicher Scherverformung grösser ist als das reine Elastomer (Abb. 41). Nur bei sehr grossen Scherdehnungen (ab 60%) sind die beiden Speichersteifigkeiten etwa gleich. Der dreiaxige Spannungszustand in den Elastomerschichten scheint einen Einfluss auf die Speichersteifigkeit zu haben. Dieser Einfluss dürfte mit dünneren Schichten zunehmen, da die Zwängungen durch die Haftung an der Bewehrung ebenfalls zunehmen. Die dünneren Elastomerschichten dürften auch ein Grund sein, dass die Lager des "Viaduc de Matran" deutlich steifer als die modernen Lager mit wesentlich dickeren Elastomerschichten sind und auch sensitiver auf die Auflast sind.

Die ungleichmässige Pressung der Lager dürfte sowohl die Speicher- wie auch die Verluststeifigkeit beeinflussen. Darüber hinaus dürfte auch das nichtlineare Verhalten (Schädigungsfunktion) der Lager davon betroffen sein. Es sind daher verschiedene Varianten untersucht worden. Die einfachste Variante ist die Vergrösserung der Federn K_1 und K_2 mit einem konstanten Wert ohne die Schädigungsfunktion zu modifizieren. Diese Variante vergrössert generell die Speicher- und Verluststeifigkeit über den gesamten Messbereich und lässt dabei den Verlustfaktor unverändert. Eine zweite Variante vergrössert die Federn K_1 und K_2 mit einem konstanten Wert und modifiziert die Schädigungsfunktion, sodass sich für grosse Verformungen die Speicher- und Verluststeifigkeit dem Messwert aus den Lagerversuchen nähert.

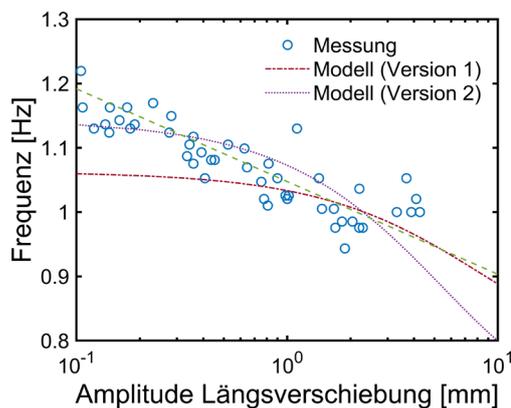


Abb. 112 Verlauf der Eigenfrequenzen der Modelle mit modifizierten Lagern.

Die Verläufe der Eigenfrequenzen der Modelle für verschiedene Amplituden sind in Abb. 112 dargestellt. Wie bei der Hypothese mit zusätzlicher Steifigkeit wurden die Lagermodelle so kalibriert, dass sie Amplitudenbereich 1 bis 3 mm mit den Messungen vereinbar sind. Die Variante 1, die Federn K_1 und K_2 wurden um 40% vergrössert, zeigt ein ähnliches Verhalten wie das Modell mit zusätzlicher Längssteifigkeit (Abb. 105). Für Amplituden kleiner als 1 mm ist die Eigenfrequenz etwas grösser und für Amplituden grösser als 4 mm etwas kleiner. Die Variante 2, die Federn K_1 und K_2 wurden um 60% vergrössert und die Parameter β_1 und β_2 um den Faktor 1.6 reduziert, deckt den

Amplitudenbereich kleiner als 2 mm gut ab. Die Eigenfrequenz ist jedoch für grössere Amplituden deutlich kleiner als die der Variante 1.

Die Simulationen der Bremsversuche mit der Variante 1 des Modells ergibt Ergebnisse, die vergleichbar mit den Ergebnissen des Modells mit zusätzlicher Steifigkeit sind. Abb. 113 zeigt den Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung des Versuchs 8. Der Höchstwert der Längsverschiebung des Modells beträgt 6.4 mm und ist nur wenig grösser als der gemessene Höchstwert. In der Ausschwingphase unterschätzt dieses Modell die Amplituden leicht, was auf eine etwas zu hohe Dämpfung schliessen lässt. Doch insgesamt trifft dieses Modell die Amplituden besser als das Modell mit zusätzlicher Steifigkeit (Abb. 106).

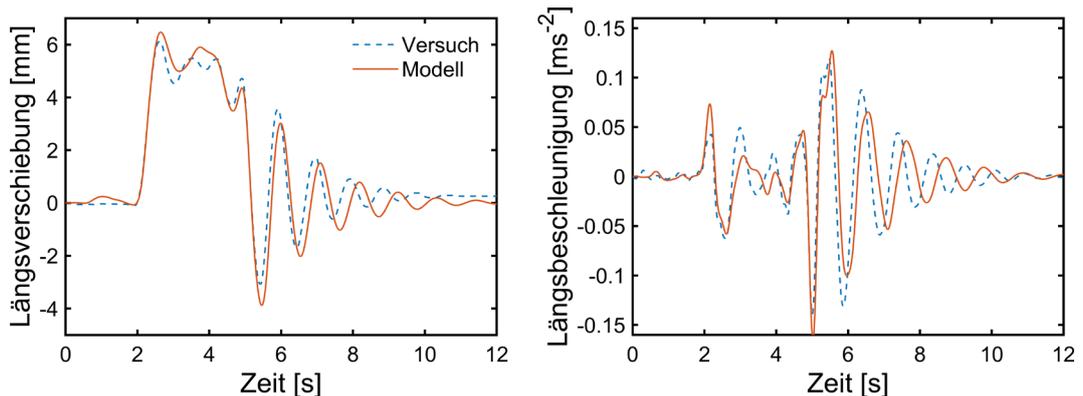


Abb. 113 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung des Versuchs 8 mit der Variante 1 des Lagermodells.

Die Variante 2 des Modells überschätzt wie erwartet hingegen die Längsverschiebungen während der Bremsphase (Abb. 114). Aufgrund der grösseren Verschiebungen in der Bremsphase nimmt die Eigenfrequenz des Modells ab, sodass die Schwingungsperioden wieder stärker von den Messungen abweichen als bei der Variante 1 des Modells. Die Amplituden in der Ausschwingphase sind vergleichbar mit der Variante 1 des Modells, was ebenfalls auf eine etwas zu grosse Dämpfung hinweist.

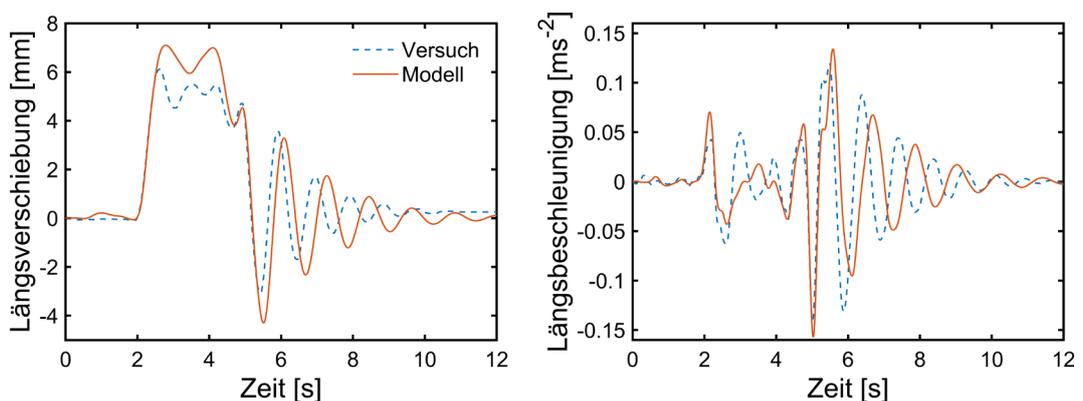


Abb. 114 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung des Versuchs 8 mit der Variante 2 des Lagermodells.

Tab. 18 stellt drei wichtige Kennwerte (Höchstwert der Längsverschiebung d_{\max} , Höchstwert der Bremskraft $F_{B,\max}$ und dynamischer Vergrößerungsfaktor D_v) der Versuche und der Simulationen zusammen. Die Variante 1 des Lagermodells schneidet insgesamt etwas besser ab als die Variante 2. Die Variante 1 überschätzt in der Regel die Höchstwerte der gemessenen Längsverschiebung, doch tut sie dies weniger stark als die Variante 2, die, wie erwartet, deutlich grössere Höchstwerte als die Messungen aufweist. Die Abweichungen bei den Höchstwerten der Bremskräfte und den dynamischen Vergrößerungsfaktoren zwischen Versuchen und Simulationen sind

hingegen weniger stark. Auch da ist die Übereinstimmung bei der Variante 1 generell besser als bei der Variante 2.

Tab. 18 Vergleich zwischen Versuch und Modell der Versuche 6 bis 11.

Versuch		Modell, Variante 1			Modell, Variante 2					
Versuch	Fahrzeug	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v
6	20t	3.33	188	1.19	3.69	207	1.31	3.60	195	1.24
7	40t	5.50	308	1.09	6.23	304	1.08	7.46	305	1.09
8	40t	6.04	352	1.27	6.48	335	1.21	7.10	311	1.12
9	40t + 20t	7.79	438	1.05	8.96	425	1.03	8.81	435	1.04
10	40t + 20t	9.07	474	1.13	9.83	452	1.08	13.05	465	1.11
11	40t	6.35	352	1.29	6.16	347	1.27	7.14	321	1.19

Selbstverständlich könnte man eine bessere Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation erzielen, indem für beide Varianten die Parameter optimiert werden. Auf eine solche Optimierung wird verzichtet, da die primäre Zielsetzung ist, aufzuzeigen, dass mit einem nichtlinearen Brückenmodell die Versuchsergebnisse recht genau wiedergegeben werden können.

Der Einfluss der Nichtlinearität lässt sich abschätzen, indem die Versuche mit einem linearen Brückenmodell simuliert werden. Eicht man das Modell so, dass während der Bremsphase die beobachtete Eigenfrequenz der Brücke mit der Eigenfrequenz des Modells übereinstimmt (1 Hz), so tendiert das Modell die Längsverschiebungen zu unterschätzen. Dies ist beispielhaft in Abb. 115 links am Versuch 8 dargestellt. In der Bremsphase ist die Verschiebung des Modells immer deutlich kleiner als die gemessene Verschiebung (Diagramm links). Die Längsbeschleunigungen (Abb. 115 rechts) stimmen in der Bremsphase hingegen besser überein. Eine grössere Abweichung tritt im ersten Halbzyklus auf, wo das Modell den gemessenen Wert der Längsbeschleunigung um ca. 80% überschätzt.

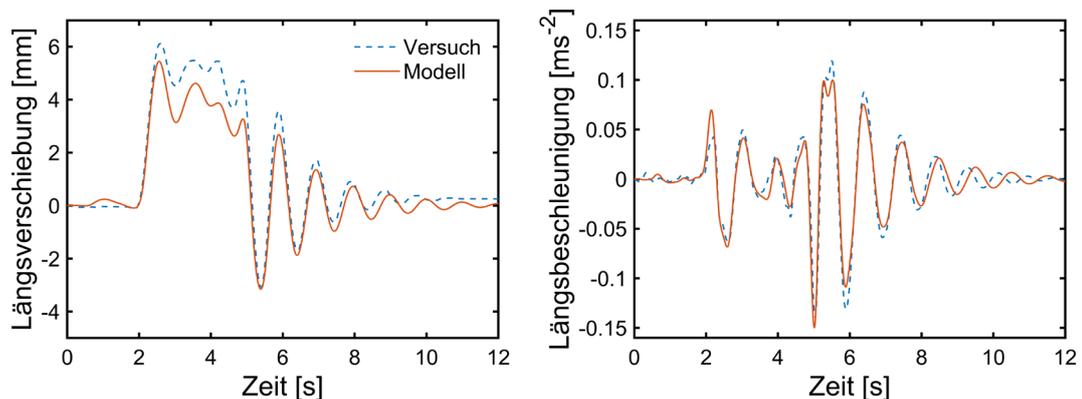


Abb. 115 Vergleich zwischen lineares Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 8).

Da das lineare Modell die gemessene Längsbeschleunigung insgesamt etwas genauer trifft als die Variante 1 des nichtlinearen Modells (Abb. 113), ist auch die Bremskraft des linearen Modells genauer (Abb. 116). Dadurch stimmt der dynamische Vergrößerungsfaktor (1.27) exakt mit dem aus den Versuchsdaten ermittelten überein. Diese sehr gute Übereinstimmung ist selbstverständlich ein Zufall, doch zeigen die Simulationen der Versuche 6 bis 11, dass das lineare Modell die Bremskräfte ähnlich gut trifft wie die Variante 1 des nichtlinearen Modells (Tab. 19). Die grösste prozentuale Abweichung beträgt 8.5 % beim Versuch 6. Die Längsverschiebungen werden hingegen systematisch unterschätzt.

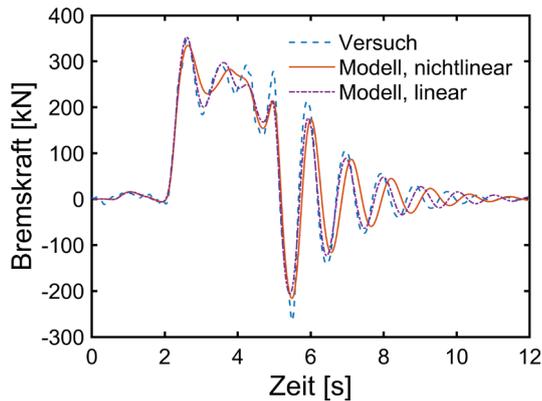


Abb. 116 Vergleich der Bremskraft des Versuchs 8.

Tab. 19 Vergleich zwischen Versuch und lineares Modell der Versuche 6 bis 11.

		Versuch			Modell		
Versuch	Fahrzeug	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v
6	20t	3.33	188	1.19	3.15	204	1.36
7	40t	5.50	308	1.09	4.68	302	1.07
8	40t	6.04	352	1.27	5.45	353	1.27
9	40t + 20t	7.79	438	1.05	6.68	430	1.03
10	40t + 20t	9.07	474	1.13	7.12	462	1.11
11	40t	6.35	352	1.29	5.65	366	1.34

7.5 Interpretation der Versuche Richtung Bern

Die Bremsversuche Richtung Bern zeichnen sich im Vergleich zu den Versuchen in Richtung Vevey dadurch aus, dass

1. bei vergleichbaren Anregungskräften die Höchstwerte der Längsverschiebungen wesentlich kleiner sind;
2. die Perioden der Schwingungen der Längsverschiebungen in der Bremsphase deutlich kürzer sind;
3. die Perioden der Schwingungen der Längsverschiebungen in der Ausschwingphase gleich sind.

Die naheliegende Interpretation dieses Verhalten ist, dass in der Bremsphase eine weitere zusätzliche Steifigkeit mobilisiert wird. Dass die im vorhergehenden Kapitel eingeführte zusätzliche Steifigkeit unzureichend ist, zeigt Abb. 117. Die Simulation wurde mit der Variante 1 des modifizierten Lagermodells durchgeführt. In der Bremsphase überschätzt das Modell um etwa 50% die Längsverschiebungen des Versuchs. Ebenfalls in der Bremsphase sind die Perioden des Modells deutlich länger als jene des Versuchs. In der Ausschwingphase hingegen, stimmen die Perioden deutlich besser überein. Dieser Sachverhalt ist deutlich im Vergleich der Spektren der Längsbeschleunigung ersichtlich, die in Abb. 118 dargestellt sind. Modell und Versuch weisen starke Spektralampplituden um 1 Hz auf, die von der Ausschwingphase herrühren. Die Messung weist aber noch wichtige Amplituden zwischen 1.5 und 2 Hz auf, die in der Modellrechnung vollständig fehlen. Diese Spektralkomponenten stammen aus den Schwingungen während der Bremsphase.

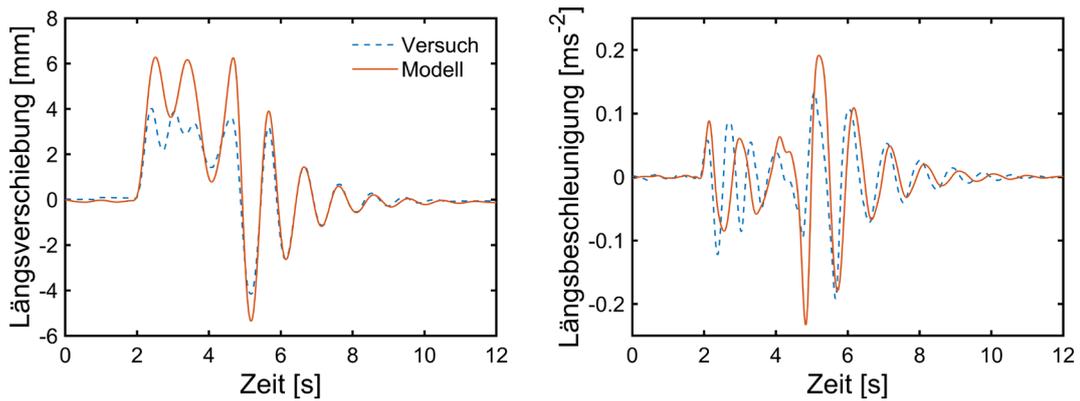


Abb. 117 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung des Versuchs 3 mit der Variante 1 des Lagermodells.

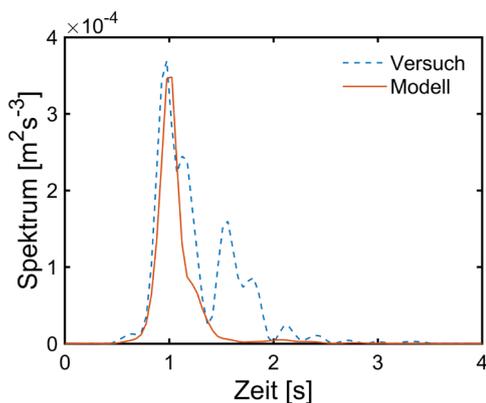


Abb. 118 Vergleich zwischen Modell und Versuch des Spektrums der Längsbeschleunigung des Versuchs 3 mit der Variante 1 des Lagermodells.

Die unterschiedlichen Perioden zwischen der Bremsphase und der Ausschwingphase deuten auf ein asymmetrisches Verhalten der Brücke hin. Denn würde man die Steifigkeit des Modells so anpassen, dass die Perioden in der Bremsphase mit denen des Versuchs übereinstimmen, so würden die Perioden der Ausschwingphase dann aufgrund der höheren Steifigkeit im Vergleich zum Versuch viel zu kurz ausfallen. Der Steifigkeitszuwachs muss sich deshalb auf die Längsverschiebungen in Richtung Bern beschränken. Zudem nimmt die Steifigkeit mit zunehmenden Längsverschiebungen zu, da Eigenfrequenzen in der Bremsphase mit zunehmender Längsverschiebung zunehmen. Welche physikalische Ursache könnte ein solches Verhalten hervorrufen?

Reste der Polystyrol-Einlagen zwischen der Widerlagerwand und dem Brückenträger (Abb. 73 rechts) könnten zu einer Versteifung in Längsrichtung beigetragen haben. Versuche an 10 mm starken Polystyrol-Platten ergaben bis ca. 3 % Dehnung eine annähernd konstante Steifigkeit pro m^2 , die je nach Dichte des Polystyrols zwischen 35 und 65 kN/mm variierte. Diese konstante Steifigkeit wirkt bei einer Platte von 10 mm Stärke für die ersten 3 mm Verformung. Dann nimmt die Steifigkeit schnell ab, da sich die Poren der Polystyrol-Platten zu schliessen beginnen (Abb. 119). Diese Steifigkeit pro m^2 ist sehr gross, denn sie ist von der gleichen Grössenordnung der Längssteifigkeit der eingebauten Lager bei kleinen Scherverformungen (ca. 40 kN/mm). Deshalb wurden die Polystyrol-Einlagen vor den Versuchen so gut wie möglich entfernt.

Die Polystyrol-Einlagen können jedoch nicht die Ursache für das Verformungsverhalten der Brücke bei den Versuchen mit den Fahrzeugen in Richtung Bern sein, da die beobachtete Längssteifigkeit nicht konstant ist, sondern mit der Längsverschiebung zunimmt (Abb. 96). Darüber hinaus wäre man beim Versuch 5 bereits im Verformungsbereich vorgedrungen (ca. 5 mm, 5% Dehnung), in dem die Steifigkeit der Polystyrol-Einlagen stark abnimmt. In den Messdaten des Versuchs 5 ist jedoch nichts davon zu erkennen, da die Eigenfrequenz in der Bremsphase, und somit die Steifigkeit, weiter zunimmt.

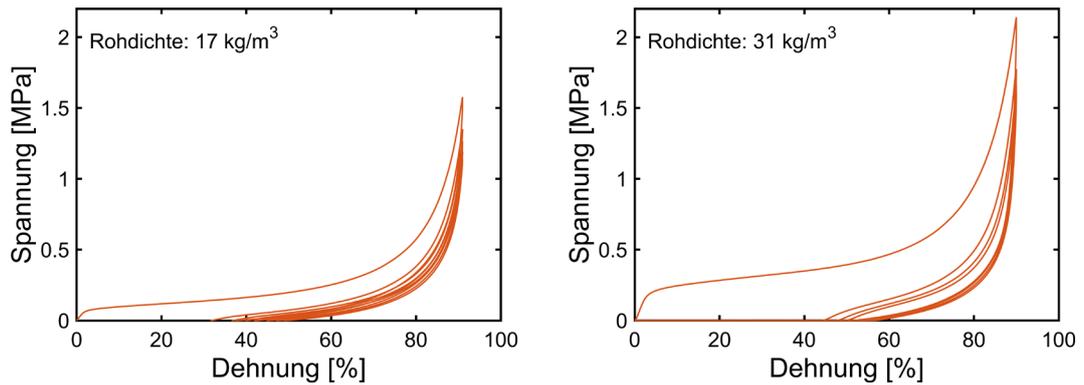


Abb. 119 Kraft-Verformungsverhalten von Polystyrol-Platten.

Die Leitplanken können eine zusätzliche Steifigkeit in Längsrichtung hervorrufen. Wie bereits in Kapitel 6.1 erwähnt, wurden die Schraubverbindungen der Stösse an beiden Enden geöffnet, um den Einfluss der Leitplanken auf die Versuche zu minimieren. Schrammspuren an den Stössen zeigen, dass die Leitplanken der Brücke und des Festlandes sich bei den Versuchen relativ zueinander verschoben hatten (Abb. 120). Dabei treten sicherlich Reibungskräfte auf, doch sind diese viel zu klein, um die beobachtete grössere Steifigkeit auch nur annähernd zu erklären.



Abb. 120 Schrammspuren an den Stössen der Leitplanken.

Trotz der Lockerung der Schraubverbindungen der Stösse könnte eine relevante richtungsabhängige Kraftabtragung durch die Leitplanken dadurch hervorgerufen werden, dass die nahezu kraftfreie Relativverschiebung (Spiel) der Stösse in Richtung Bern begrenzt war. Stösst ein Bolzen an das Ende des Langloches, so würde jede weitere Bewegung in die gleiche Richtung eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den Leitplanken hervorrufen. Da bereits der Versuch 1 mit einem Höchstwert der Längsverschiebung von ca. 3 mm zu einer wesentlichen Versteifung der Brücke in der Bremsphase führte (Abb. 96), müsste das Spiel des Bolzens in Richtung Bern sehr klein gewesen sein (etwa 1 mm), um die beobachtete Wirkung zu entfalten. Die beobachtete zunehmende Versteifung mit zunehmender Längsverschiebung liesse sich dadurch erklären, dass mit zunehmender Längsverschiebung immer mehr Pfosten der Leitplanken aktiviert wurden.

Eine weitere mögliche Ursache könnten die Elastomerlager sein, die sich aufgrund der asymmetrischen Pressung bei einer Schubverformung asymmetrisch verhalten. Um diese Hypothese quantitativ zu untersuchen, wurde das Modell des Lagers angepasst, indem die Federn K_1 und K_2 in Funktion der Längsverschiebung versteift wurden. Die Versteifungsfunktion $\kappa(d)$ lautet

$$\begin{aligned}\kappa(d) &= \kappa_0 \quad \text{für } d \leq 0 \\ \kappa(d) &= \kappa_0 + \lambda \frac{d}{d_0} \quad \text{für } d > 0\end{aligned}\quad (42)$$

Für negative Längsverschiebungen d (Verschiebung Richtung Vevey) ist die Versteifungsfunktion konstant. Für positive Längsverschiebungen (Verschiebung Richtung Bern) nimmt die Versteifungsfunktion linear mit der Längsverschiebung zu. Die Parameter κ_0 , λ und d_0 sind positiv. Die Versteifungsfunktion ist sehr einfach gewählt worden, da es bei dieser Untersuchung vornehmlich darum geht, ob solch ein Modell das qualitative Verhalten der Brücke richtig wiedergeben kann. Mit der Einführung der Versteifungsfunktion lautet die Gleichung des Lagermodells

$$\dot{F}(t) = \frac{\psi_1 \kappa(d) K_1}{\tau} d(t) + (\psi_1 \kappa(d) K_1 + \psi_2 \kappa(d) K_2) v(t) - \frac{F(t)}{\tau} \quad (43)$$

Abb. 121 vergleicht die Längsverschiebung des Versuchs 3 mit dem Modell mit Versteifungsfunktion. Die gewählten Parameter der Versteifungsfunktion lauten $\kappa_0 = 1.4$, $\lambda = 2.5$ und $d_0 = 0.01$ m. $\kappa_0 = 1.4$ entspricht der Versteifung, die in der Variante 1 des Lagermodells mit zusätzlicher Längssteifigkeit gewählt wurde, das im vorhergehenden Kapitel eingeführt und besprochen wurde und womit die Resultate in Abb. 117 berechnet wurden.

Die Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch ist nun wesentlich besser (Abb. 121). In der Bremsphase wird die Längsverschiebung nicht mehr deutlich überschätzt, sondern erreicht einen Höchstwert, der gut mit dem Höchstwert des Versuchs übereinstimmt. Das Modell überschätzt noch die Amplituden der Schwingungen. Die Periode der Schwingungen wird jedoch gut wiedergegeben. In der Bremsphase werden auch die Amplitude der Längsbeschleunigungen gut getroffen. Zu Beginn der Ausschwingphase trifft das Modell auch recht gut die Periode. Die Amplitude der Schwingung nimmt jedoch zu schnell ab. Das Modell ist offenbar zu stark gedämpft.

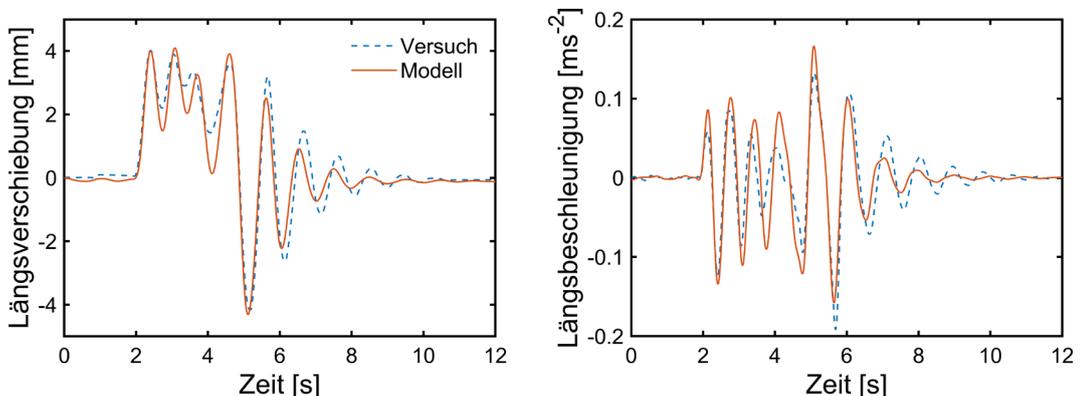


Abb. 121 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 3).

Simuliert man mit dem Modell die Versuche 1 und 5, wobei die Parameter der Versteifungsfunktion unverändert bleiben, so sind die Ergebnisse durchaus akzeptabel (Abb. 122, Abb. 123 und Abb. 124). Bei beiden Versuchen werden die Höchstwerte der Längsverschiebung in der Bremsphase etwas überschätzt, doch Amplitude und Periode der Längsbeschleunigung werden in der Bremsphase recht gut getroffen. In der Ausschwingphase ist die Periode des Modells etwas länger, doch sind die Schwingungen weniger stark überdämpft als im Versuch 3. In der Bremsphase bleiben die Amplituden der Schwingungen grösser als im Versuch. Das Modell mit ebenfalls unveränderten Parametern gibt auch den Versuch 4 mit dem zeitlich stark verzögerten Bremsmanövers des 20t-Fahrzeugs recht gut wieder (Abb. 124).

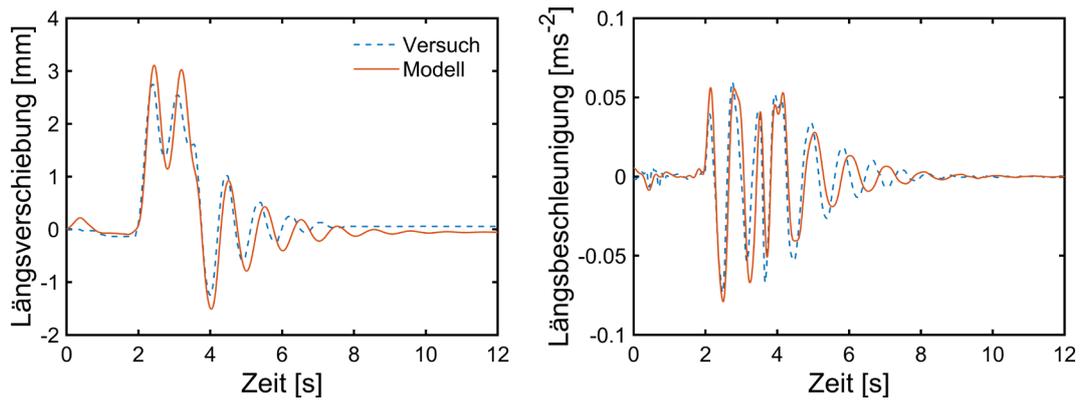


Abb. 122 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 1).

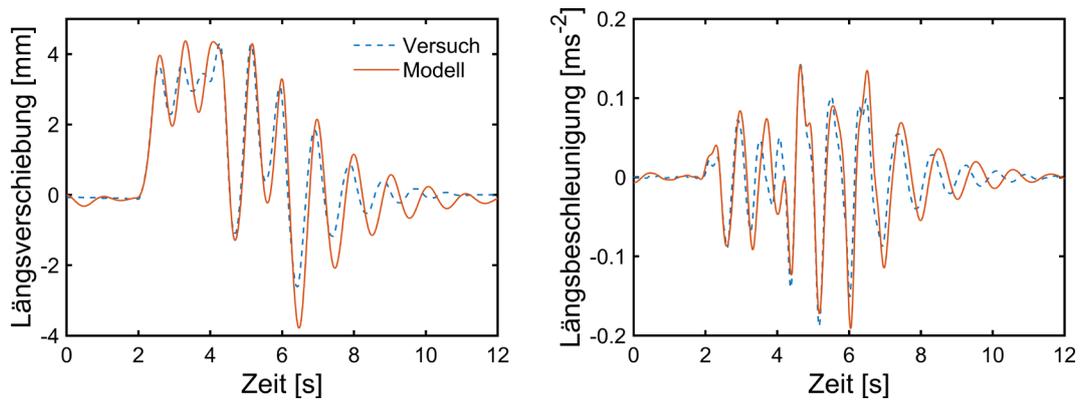


Abb. 123 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 4).

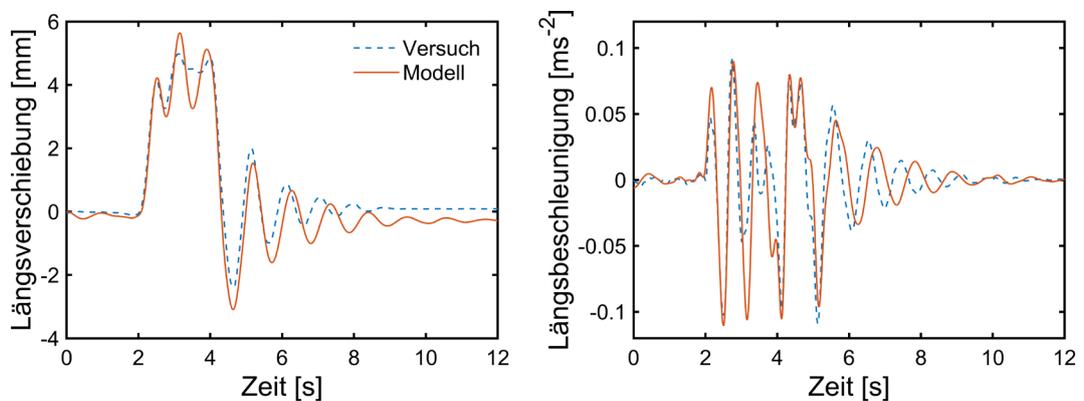
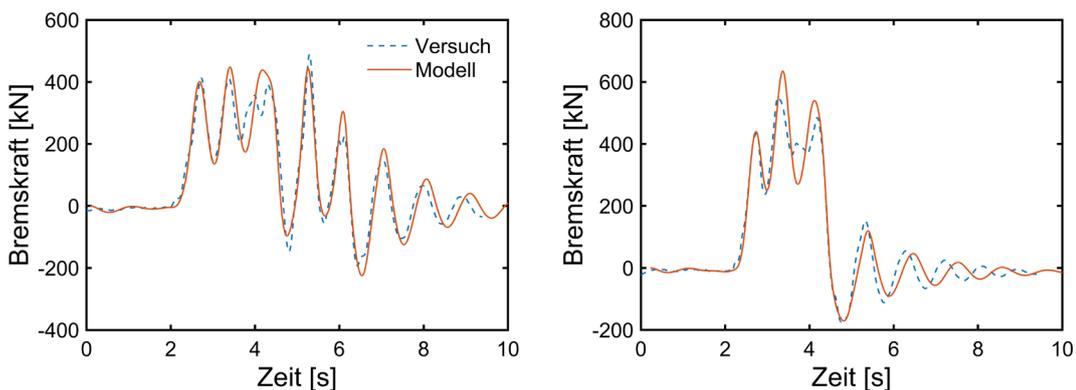


Abb. 124 Vergleich zwischen Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 5).

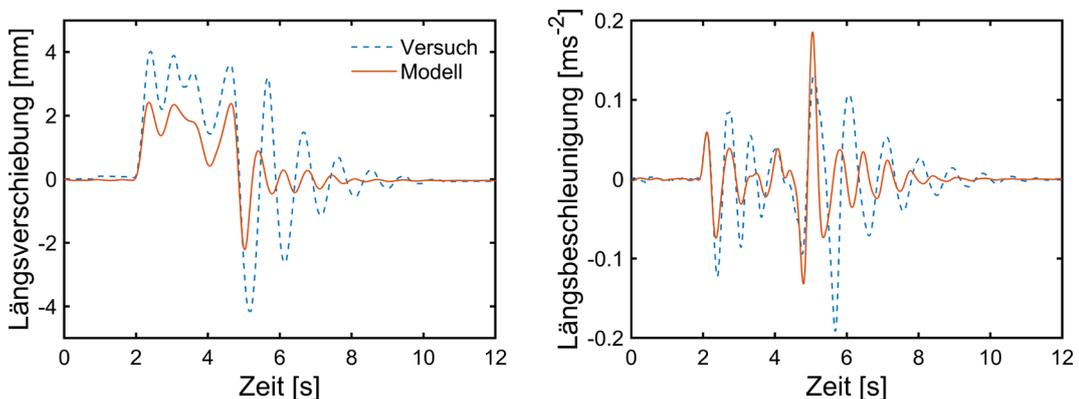
Tab. 20 stellt wiederum die drei wichtigsten Kennwerte (Höchstwert der Längsverschiebung d_{\max} , Höchstwert der Bremskraft $F_{B,\max}$ und dynamischer Vergrößerungsfaktor D_v) der Versuche und der Modellrechnungen zusammen. Die Simulation überschätzt tendenziell den Höchstwert der Längsverschiebung und der Bremskraft. Abb. 125 vergleicht die Bremskraft der Versuche 4 und 5 zwischen Versuch und Modell. Ähnlich wie bei den Längsverschiebungen und Längsbeschleunigungen werden auch die Bremskräfte zufriedenstellend wiedergegeben. Im Versuch 5 wird die Bremskraft durch das Modell deutlich überschätzt. Dies rührt von der im Vergleich zum Versuch deutlich grösseren Längsbeschleunigung des zweiten negativen Halbzyklus bei etwa 3.2 s her (Abb. 123). Auch für dieses Modell dürfte eine Optimierung der Parameter die Übereinstimmung zu den Versuchen verbessern. Die Ungenauigkeit im Vergleich zu den Versuchen 6 bis 11 dürfte jedoch grösser bleiben, da das nichtlineare Verhalten deutlich stärker und komplexer ist.

Tab. 20 Vergleich zwischen Versuch und Modell der Versuche 1 bis 5.

Versuch	Fahrzeug	Versuch			Modell		
		d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	D_v
1	20t	2.89	277	1.54	3.11	295	1.64
2	40t	3.98	463	1.47	4.28	517	1.64
3	40t	4.12	474	1.50	4.10	484	1.53
4	40t + 20t	4.33	489	1.16	4.38	449	1.06
5	40t + 20t	4.96	549	1.16	5.65	636	1.35

**Abb. 125** Vergleich zwischen Modell und Versuch der Bremskraft der Versuche 4 und 5.

Die auffallend grossen dynamischen Vergrößerungsfaktoren der Versuche mit einem Fahrzeug (Versuche 1 bis 3) sind eine Folge des stark nichtlinearen Verhaltens der Brücke. Dies zeigt beispielhaft eine Simulation des Versuchs 3 mit einem linearen Brückenmodell, das eine Eigenfrequenz von 1.5 Hz und ein Dämpfungsmass von 13.4% aufweist. Die Eigenfrequenz entspricht der beobachteten Eigenfrequenz der Brücke während der Bremsphase und das Dämpfungsmass ist gleich dem Dämpfungsmass des nichtlinearen Modells. Abb. 126 vergleicht die gemessenen Längsverschiebung und Längsbeschleunigung mit den berechneten. In der Bremsphase sind die berechneten Längsverschiebung und Längsbeschleunigung deutlich kleiner als die gemessenen. Eicht man das lineare Modell auf die beobachtete Eigenfrequenz der Brücke während der Bremsphase, so ist es viel zu steif. Die kleinere Längsbeschleunigung in der Bremsphase führt auch dazu, dass die dynamische Komponente der Bremskraft ebenfalls kleiner wird (Abb. 127) und dadurch der dynamische Vergrößerungsfaktor auf 1.15 abnimmt. Bei einer Eigenfrequenz von 1.5 Hz befindet sich dieser Wert bei einem bremsenden Fahrzeug im erwarteten Bereich.

**Abb. 126** Vergleich zwischen lineares Modell und Versuch der Längsverschiebung und Längsbeschleunigung (Versuch 3).

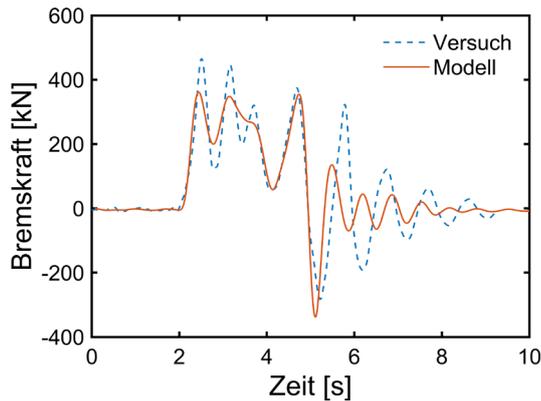


Abb. 127 Vergleich zwischen lineares Modell und Versuch der Bremskraft (Versuch 3).

Für zwei bremsende Fahrzeuge ist der dynamische Vergrößerungsfaktor der Versuche 4 und 5 (1.16) etwas zu hoch, da der Synchronisationseffekt wegfällt. Simulationen der Versuche 4 und 5 mit dem linearen Modell des Versuchs 3 ergeben einen dynamischen Vergrößerungsfaktor um 1.09 herum. Der Unterschied zum mit den Versuchsdaten ermittelten Wert deutet darauf hin, dass die starke Nichtlinearität auch bei diesen Versuchen eine Vergrößerung der Bremskraft hervorruft.

Mit der Einführung der sehr einfachen Versteifungsfunktion in Gleichung (42) für die Lager lassen sich die Versuche mit den Fahrzeugen in Fahrrichtung Bern zufriedenstellend wiedergeben. Ähnliche Ergebnisse liefert auch die Einführung einer zusätzlichen Steifigkeit, die quadratisch mit der Längsverformung der Brücke zunimmt. Dieses Modell könnte z.B. zur Berücksichtigung der Wirkung der Leitplanken verwendet werden, wenn die kraftfreie Relativverschiebung der Stöße in Richtung Bern stark begrenzt gewesen wäre. Das Modell überschätzt systematisch die Bremskräfte, doch könnte dies auf die fehlende zusätzliche Dämpfung zurückzuführen sein. Auf die detaillierte Diskussion dieses Modells und der Simulationsergebnisse wird hier verzichtet, da sie keine neuen Einsichten bringen. Beide Modelle belegen, dass die Annahme einer zusätzlichen, mit der Längsverchiebung in Richtung Bern nichtlinearen Längssteifigkeit das asymmetrische Verhalten der Brücke grundsätzlich erklären würde.

7.6 Fazit

Das Verhalten der Brücke bei den Bremsversuchen mit Fahrten in Richtung Vevey ist mit den Eigenschaften der Lager, die mit den zyklischen Versuchen bestimmt wurden, und plausiblen Annahmen zum Beitrag der Stützen an der Längssteifigkeit nicht erklärbar. Die Brücke verhält sich wesentlich steifer. Zwei hypothetische Ursachen wurden diskutiert, um die fehlende Steifigkeit zu erklären: die Aktivierung der Längskomponente der axialen Steifigkeit der Stützen und die Versteifung der Lager durch eine ungleichmässige Pressung.

Obwohl die Längskomponente der axialen Steifigkeit eine rechnerisch passende zusätzliche Längssteifigkeit der Brücke bereitstellen würde, zeigt das Balkenmodell der Brücke, dass die Neigung der Brücke keinen Einfluss auf die Eigenfrequenz der Längsschwingungen hat. Auch wenn die Biegekomponente des Brückenträgers in den Messungen nicht nachweisbar ist, gibt es keinen Grund, das Ergebnis des Balkenmodells anzuzweifeln. Die Aktivierung der axialen Steifigkeit der Stützen würde auch nicht das stark asymmetrische Verhalten der Brücke erklären.

Die einfachste Erklärung der Resultate der Bremsversuche mit Fahrten in Richtung Bern führt über eine richtungsabhängige nichtlineare Zusatzsteifigkeit. Als mögliche Ursachen sind die Polystyroleinlagen, die Leitplanken und die Elastomerlager diskutiert worden. Die plausibelste Ursache für das beobachtete Verhalten der Brücke bleiben die Elastomerlager. Die asymmetrische Pressung könnte aufgrund der dünnen Elastomerschichten zu einer Versteifung führen. Gewissheit darüber können jedoch nur Versuche an den Lagern ergeben, in welchen die asymmetrische Pressung simuliert

wird. Das sehr einfache asymmetrische nichtlineare Versteifungsmodell konnte die Resultate der der Bremsversuche jedoch erstaunlich gut reproduzieren.

Aufgrund dieser verbleibenden Ungewissheit konnte das nichtlineare Brückenmodell nicht vollständig validiert werden. Insgesamt war das Brückenmodell jedoch in der Lage, durch passende zusätzliche Annahmen das komplexe Verhalten der Brücke nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ mit zufriedenstellender Genauigkeit wiederzugeben. Da die Versuche gezeigt hatten, dass keine relevante Kopplung zwischen der Längsbewegung des Brückenträgers und den Biege- und Torsionsschwingungen besteht, dürfte daher ein Einmassenschwingermodell zur Berechnung der Bremskräfte gut geeignet sein.

Für die Versuche mit Fahrten in Richtung Vevey, die für auf Elastomerlager gelagerten Brücken repräsentativ sind, generiert ein lineares Brückenmodell mit einer äquivalenten Eigenfrequenz (Steifigkeit) und Dämpfung während der Bremsphase sehr ähnliche Bremskräfte und dynamische Vergrößerungen wie das nichtlineare Brückenmodell. Das lineare Modell unterschätzt hingegen systematisch die Längsverschiebungen in der Bremsphase. Die Analyse zeigt, dass nur ein nichtlineares Modell sowohl die Längsverschiebung wie auch die Bremskraft hinreichend genau abbilden kann.

Die Analyse der Versuche mit Fahrten in Richtung Bern zeigt, dass eine starke Nichtlinearität die Bremskraft wesentlich beeinflussen kann. Die durch das stark nichtlineare Verhalten induzierten Längsbeschleunigungen sind in der Bremsphase deutlich grösser als jene eines linearen Brückenmodells mit einer äquivalenten Eigenfrequenz (Steifigkeit) und Dämpfung, sodass die dynamische Komponente der Bremskraft grösser ausfällt. Diese grössere dynamische Vergrößerung, neben der stärkeren Anregung durch die kleineren Geschwindigkeiten, erklärt, wieso die Versuche mit Fahrten in Richtung Bern generell deutlich grössere Höchstwerte der Bremskraft haben als die Versuche mit Fahrten in Richtung Vevey. Die Versuche mit Fahrten in Richtung Bern belegen auch, dass das lineare Brückenmodell mit einer äquivalenten Eigenfrequenz und Dämpfung während der Bremsphase bei einem stark nichtlinearen Verhalten der Brücke nicht mehr anwendbar ist.

8 Evaluation des linearen Brückenmodells

8.1 Einführung

Im vorhergehenden Kapitel wurden anhand des nichtlinearen Brückenmodells die Ergebnisse der Versuche interpretiert. Das Modell erlaubte es, mit wenigen einfachen Modellannahmen das komplexe Verhalten der Brücke auch quantitativ nachzuvollziehen. Grundsätzlich ist daher das nichtlineare Brückenmodell geeignet, das Verhalten einer Brücke bei bremsenden Fahrzeugen mit ausreichender Genauigkeit nachzuvollziehen. Für die Versuche mit Fahrten in Richtung Vevey konnte, bei geeigneter Eichung der Eigenfrequenz der Längsschwingungen, mit einem linearen Brückenmodell ebenfalls gute Ergebnisse für die Bremskraft erzielt werden. In diesem Kapitel soll nun untersucht werden:

- Ob das nichtlineare Brückenmodell durch ein lineares Brückenmodell ersetzt werden kann, ohne dass bedeutende systematische Fehler bei der Bestimmung der Bremskräfte auftreten?
- Wie sollten bei einem ein linearen Brückenmodell die Modellparameter der Lager gewählt werden, um eine korrekte Bremskraft zu ermitteln?
- Ob das Temperaturverhalten der Lager einen Einfluss auf die Bestimmung der Bremskräfte hat.

8.2 Annahmen

Die Untersuchung erfolgt an der Brücke "Viaduc de Matran". Die in den Versuchen beobachtete grössere Steifigkeit und das asymmetrische Verhalten werden dabei nicht berücksichtigt. Die Modellparameter der Lager werden mit den Daten der Lagerversuche bestimmt. Die Wirkung der Stützen bleibt unverändert im Vergleich zu den im Kapitel 7 getroffenen Annahmen.

Gemäss dem im Forschungsprojekt AGB2011/003 entwickelten Modell zur Bestimmung des charakteristischen Werts der Bremskraft, wird bei einer Brückenlänge von 115 m der charakteristische Wert durch zwei gleichzeitig bremsende Fahrzeuge hervorgerufen. Der Einfachheit halber wird angenommen, dass beide Fahrzeuge ein Gewicht von 40 t aufweisen sollen. Die aufzubringende Kraft (Widerkehrperiode 1000 Jahre) von 465 kN wird durch passend gewählte Bremsverzögerungsprofile erreicht, die eine mittlere Bremsverzögerung von 5.8 ms^{-2} aufbringen.

Das Modell zur Ermittlung der Bremskräfte, das in AGB 2011/003 entwickelt wurde, geht davon aus, dass fliessender Verkehr herrscht. In solchen Verkehrszuständen haben schwere Fahrzeuge Geschwindigkeiten zwischen 80 und 90 km/h. Da in den Bremsversuchen die Geschwindigkeiten kleiner waren, wurden für die Simulationen Bremsverzögerungsprofile verwendet, die mit Bremsversuchen im Rahmen des Projekts AGB 2011/003 ermittelt wurden ([5], Kapitel 3.3.1.2). Die Kennwerte der beiden Bremsverzögerungsprofile (siehe Abb. 83) sind in Tab. 21 zusammengefasst. Aufgrund der höheren Geschwindigkeit der Fahrzeuge dauern die Bremsmanöver länger und die mittlere Bremsverzögerung ist kleiner (Tab. 12), als an den Fahrzeugen des Brückenversuchs gemessen. Die längere Bremsdauer erlaubt, auch grössere Zeitverzögerungen zwischen den Bremsmanövern der beiden Fahrzeuge in den Simulationen zu berücksichtigen und trotzdem die Wirkung von zwei gleichzeitig bremsenden Fahrzeugen zu erzielen. Damit beide Fahrzeuge ihre Bremsmanöver vollständig auf der Brücke durchführen können, darf die Zeitverzögerung höchstens 2.6 s betragen. Der Mittelwert der mittleren Bremsverzögerung der beiden Profile ergibt zufälligerweise exakt die erforderlichen 5.8 ms^{-2} .

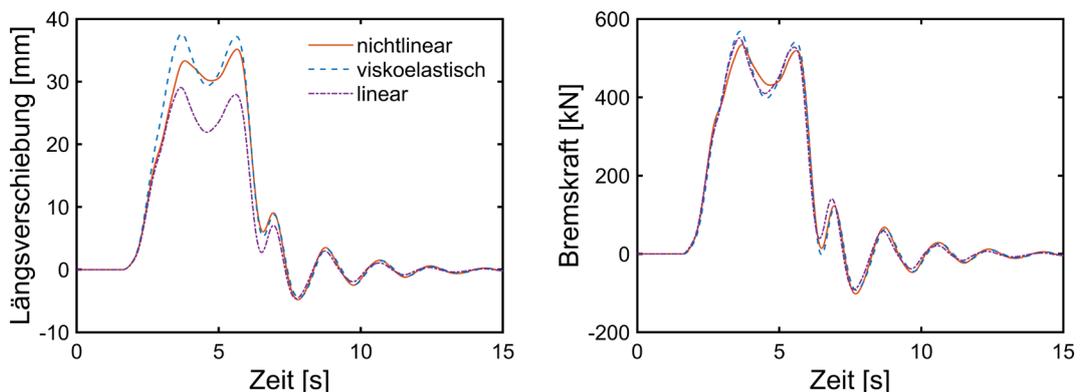
Tab. 21 Kennwerte der Bremsverzögerungsprofile.

Profil	Gewicht	v [km/h]	t_b [s]	a_m [ms ⁻²]	r_b [ms ⁻³]	r_e [ms ⁻³]	w_B [m]
1	42.4t	80.4	4.05	5.79	8.1	-44.8	42.7
2	42.4t	82.7	4.11	5.81	24.5	-33.5	44.5

8.3 Einfluss der Nichtlinearität

Der Einfluss der Nichtlinearität der Lager ist mit drei Modellen untersucht worden. Neben dem linearen und nichtlinearen Brückenmodell ist ein Brückenmodell mit viskoelastischen Lagern eingesetzt worden. Für das nichtlineare Brückenmodell wurden die Modellparameter der Lager verwendet, die aus den Datensätzen der Versuchsserie 2 mit Anregungsfrequenzen von 0.4 Hz und 0.75 Hz gewonnen wurden. Das Brückenmodell mit viskoelastischen Lagern basierte auf den gleichen Modellparametern. Diese wurden für eine Verschiebung der Brücke von 40 mm fixiert. Das lineare Brückenmodell verwendete die aus den Versuchen ermittelten Speicher- und Verluststeifigkeiten bei einer Amplitude von 30 mm und einer Anregungsfrequenz von 0.4 Hz. Die Steifigkeit der Feder entsprach der Summe der Speichersteifigkeit der Lager und der Steifigkeit der Stützen. Die Konstante des Dämpfers wurde aus dem Beitrag der Stützen mit einem Dämpfungsmass von 2% und dem Beitrag aus der Verluststeifigkeit gebildet. Dieser Beitrag wurde berechnet, indem die Verluststeifigkeit durch die Kreisfrequenz dividiert wurde, da gemäss dem Kelvin-Voigt-Modell die Verluststeifigkeit das Produkt aus der Dämpfungskonstante und der Kreisfrequenz ist (Kapitel 5.2.1).

In Abb. 128 sind die Resultate der Simulationen dargestellt. Die einzelnen Modelle unterscheiden sich wesentlich in den Längsverschiebungen während der Bremsphase (linkes Diagramm). Das Modell mit den viskoelastischen Lagern weist den grössten Höchstwert der Längsverschiebungen d_{max} auf (37.6 mm). Ein etwas kleinerer Höchstwert tritt beim nichtlinearen Brückenmodell auf (34.9 mm) und ein noch kleinerer Höchstwert hat das lineare Brückenmodell (29.1 mm). Bei der Bremskraft $F_{B,max}$, die aus der Summe der Lager- und Stützenkräfte gebildet wird, sind die Unterschiede zwischen den Modellen hingegen klein (rechtes Diagramm). Die Höchstwerte betragen 568 kN für das Modell mit den viskoelastischen Lagern, 552 kN für das lineare Brückenmodell und 530 kN für das nichtlineare Brückenmodell. Die Eigenfrequenzen f der Modelle sind ebenfalls sehr ähnlich. Dies erkennt man an den praktisch identischen Perioden in der Ausschwingphase. Das lineare Brückenmodell besitzt eine etwas höhere Dämpfung ζ , da die Amplituden beim Ausschwingen schneller abnehmen. Tab. 22 fasst die besprochenen Kennwerte zusammen.

**Abb. 128** Längsverschiebung und Bremskraft mit den modernen Elastomerlagern.

Die Unterschiede zwischen dem nichtlinearen Modell und dem viskoelastischen Modell rühren von der Nichtlinearität des Lagers her. Die höhere Steifigkeit bei kleinen Längsverschiebungen führt in der Bremsphase zu insgesamt kleineren Verschiebungen des nichtlinearen Modells. Dass das nichtlineare Modell und das viskoelastische Modell grössere Längsverschiebungen haben als das lineare Baudynamikmodell geht darauf

zurück, dass das Kelvin-Voigt-Modell steifer auf schnelle Belastungen als das Standard-Festkörpermodell reagiert. Die Kurzzeitsteifigkeit des Kelvin-Voigt-Modells ist abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit und die Endverformung ist durch die Federsteifigkeit bestimmt. Das Standard-Festkörpermodell hat hingegen eine von der Belastungsgeschwindigkeit unabhängige Kurzzeitsteifigkeit und seine Endverformung ist allein durch die Feder K_1 bestimmt. Bei jeder Verformung ist ihre Steifigkeit immer kleiner als die Speichersteifigkeit, da sich diese aus der Summe der Beiträgen der Federn K_1 und K_2 bildet, wobei beim nichtlinearen Modell die Federn K_1 und K_2 durch die Schädigungsfunktionen abgemindert sind.

Tab. 22 Kennwerte der Modellrechnung.

Modell	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	f [Hz]	ζ [%]
Nichtlinear	34.9	530	0.53	12.4
Viskoelastisch	37.6	568	0.53	12.4
Linear	29.1	552	0.53	14.7

Dies führt dazu, dass in der Bremsphase, in der die Brücke ein eher statisches Verhalten aufweist, das lineare Modell deutlich kleinere Verformungen aufweist als das nichtlineare und viskoelastische Modell, die auf dem Standard-Festkörpermodell basieren. Das lineare Modell unterschätzt deshalb tendenziell die Längsverschiebungen. In der Ausschwingphase, in der die Dynamik vorherrscht, spielt das unterschiedliche Verformungsverhalten praktische keine Rolle mehr, sodass alle Modelle ein sehr ähnliches Ausschwingverhalten aufweisen. Die etwas grössere Dämpfung des linearen Baudynamikmodells hat in der Bremsphase keinen wesentlichen Einfluss. In der Ausschwingphase hingegen führt dies zu einem etwas schnellerem Ausklingen der Schwingungsamplituden.

Das vornehmlich statische Verhalten der Brücke in der Bremsphase erklärt auch die kleinen Unterschiede bei der Bremskraft. Da der dynamische Anteil untergeordnet ist, bleiben die Anregungskräfte im Vergleich zu den Trägheitskräften der Brücke vorherrschend. Da zudem alle Modelle sehr ähnliche Eigenfrequenzen und Dämpfungen aufweisen, ist ihr dynamisches Verhalten sehr ähnlich. Die Trägheitskräfte weichen deshalb wenig voneinander ab. Abb. 129, welche die Längsbeschleunigungen der drei Modelle darstellt, bestätigt diesen Sachverhalt. Die Unterschiede im Höchstwert der Bremskraft der drei Modelle (Tab. 22) wird durch die Unterschiede der lokalen Minima der Längsbeschleunigung bei ca. 3.5 Sekunden hervorgerufen.

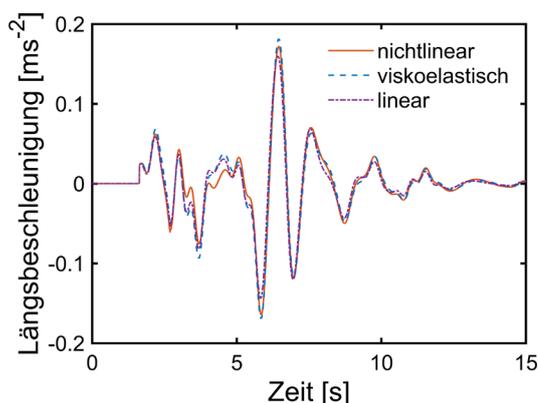


Abb. 129 Längsbeschleunigung mit den modernen Brückenlagern.

Die kleinen Unterschiede bei den Bremskräften zwischen den Modellen ändern sich auch nicht, wenn die Trägheitskräfte zunehmen, indem man eine grössere Zeitverzögerung zwischen den Bremsmanövern der beiden Fahrzeuge einführt. Abb. 130 zeigt die Längsverschiebung und die Bremskraft und Abb. 131 die Längsbeschleunigung bei einer Zeitverzögerung von 2.0 s, die etwa der Periode der Längseigenschwingung entspricht. Trotz der kräftigeren Längsbeschleunigung weichen die Bremskräfte nicht wesentlich

stärker voneinander ab als im oben besprochenen Beispiel. Längsverschiebungen und Bremskräfte des linearen Baudynamikmodells sind nun näher zu jenen des nichtlinearen Modells. Die Unterschiede im Höchstwert der Bremskraft der drei Modelle (Tab. 23) wird durch die Unterschiede der lokalen Minima der Längsbeschleunigung bei ca. 5 Sekunden hervorgerufen.

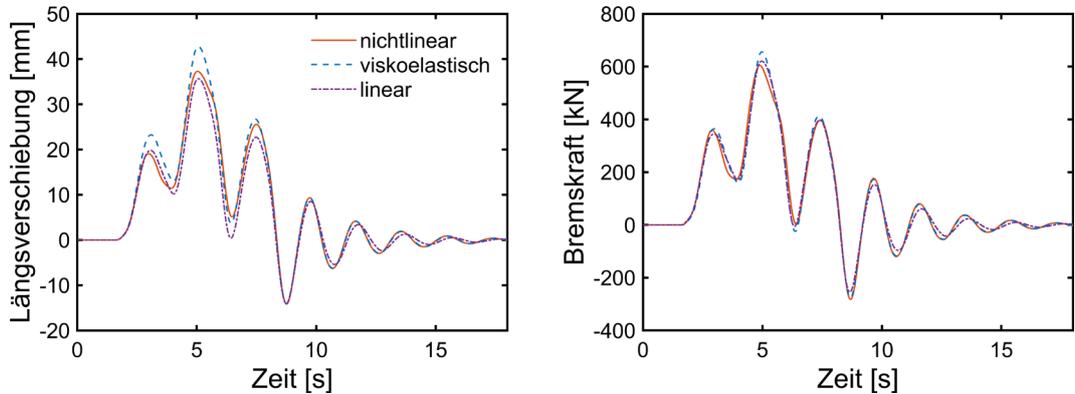


Abb. 130 Längsverschiebung und Bremskraft mit den modernen Elastomerlagern bei einer Zeitverzögerung von 2.0 s.

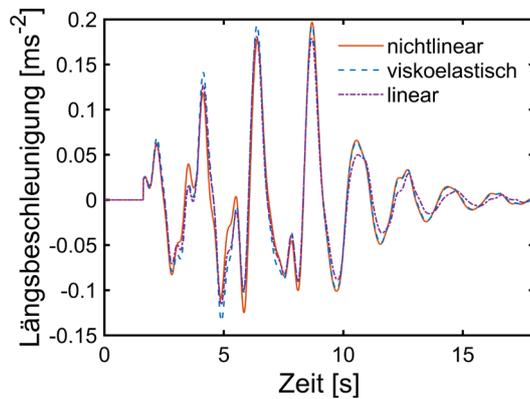


Abb. 131 Längsbeschleunigung mit den modernen Elastomerlagern bei einer Zeitverzögerung von 2.0 s.

Tab. 23 Kennwerte der Modellrechnung (Zeitverzögerung 2.0 s).

Modell	d_{\max} [mm]	$F_{B,\max}$ [kN]	f [Hz]	ζ [%]
Nichtlinear	37.3	605	0.53	12.4
Viskoelastisch	42.7	656	0.52	12.4
Linear	35.7	621	0.51	14.4

Trägt man die Höchstwerte der Längsverschiebung und der Bremskraft in Funktion der Zeitverzögerung zwischen den Bremsmanövern der Fahrzeuge auf (Abb. 132), so erkennt man, dass das viskoelastische Modell tendenziell sowohl die Längsverschiebung wie auch die Bremskraft überschätzt. Das lineare Modell unterschätzt tendenziell die Längsverschiebung. Die Bremskraft wird sowohl über- wie auch unterschätzt. Abb. 132 zeigt zudem, dass die grössten Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft beim gleichzeitigen Einleiten des Bremsmanövers eintritt. Eine zunehmende Zeitverzögerung reduziert dann die Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft bis etwa die Hälfte der Periode der Längseigenschwingung erreicht wird. Dann nehmen die Höchstwerte bis zur Periode der Längseigenschwingung wieder zu. Diese Variation ist durch den dynamischen Anteil hervorgerufen, der am grössten wird, wenn die momentane Längsverschiebung gleichgerichtet mit der Einwirkungskraft ist, da dann das schwingende System Energie aufnimmt.

Dieser Einfluss der Zeitverzögerung erklärt auch den in den Versuchen beobachtete tendenziell grössere dynamische Vergrößerungsfaktor bei den Bremsmanövern mit einem Fahrzeug im Vergleich zu den Bremsmanövern mit zwei Fahrzeugen.

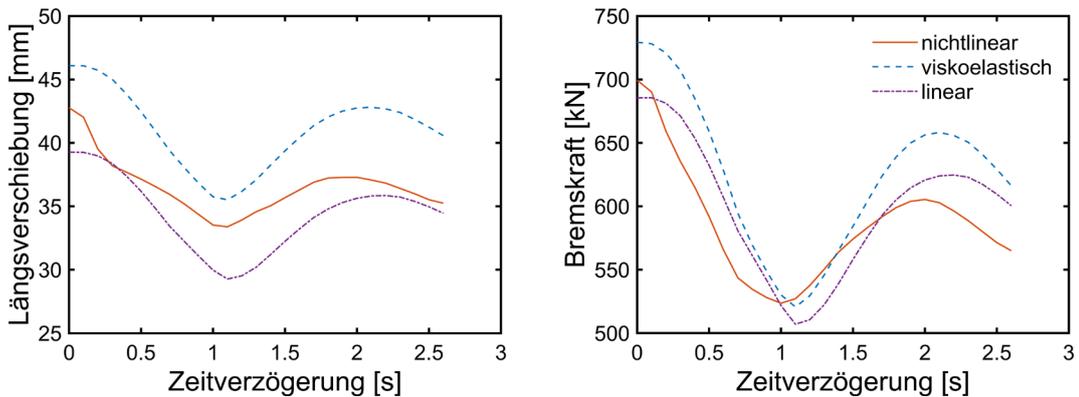


Abb. 132 Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft mit den modernen Elastomerlagern.

Solange die Modelle etwa gleiche Eigenfrequenzen und Dämpfungen haben, bleiben die Unterschiede zwischen den Bremskräften klein. Dies zeigt Abb. 133, die die Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft der Brücke mit den alten Brückenlagern wiedergibt. Für das nichtlineare Brückenmodell wurden die Modellparameter der Lager verwendet, die aus den Datensätzen der Versuchsserie 2 mit Anregungsfrequenzen von 0.75 Hz und 1.1 Hz gewonnen wurden. Das Brückenmodell mit viskoelastischen Lagern basierte auf den gleichen Modellparametern bei einer Verschiebung der Brücke von 20 mm. Das lineare Brückenmodell verwendete die aus den Versuchen ermittelten Speicher- und Verluststeifigkeiten bei einer Amplitude von 20 mm und einer Anregungsfrequenz von 0.75 Hz. Alle Modelle haben eine ähnliche Eigenfrequenz (ca. 0.7 Hz) und Dämpfung (8.6 – 9.6%).

Die Höchstwerte der Längsverschiebung zeigen das gleiche Muster wie Abb. 132: das viskoelastische Modell überschätzt und das lineare Modell unterschätzt die Längsverschiebung. Die grössere Steifigkeit der Lager führt generell zu kleineren Höchstwerten der Längsverschiebung und auch die relativen Abweichungen nehmen ab. Beide Modelle überschätzen die Bremskraft, wobei die Abweichungen zum nichtlinearen Modell generell kleiner sind. Die grössten Abweichungen treten wiederum bei zeitsynchronen Bremsmanövern und im Bereich der Periode der Längseigenschwingung oder eines mehrfachen davon auf. In diesem Fall beträgt die Periode etwa 1.4 s.

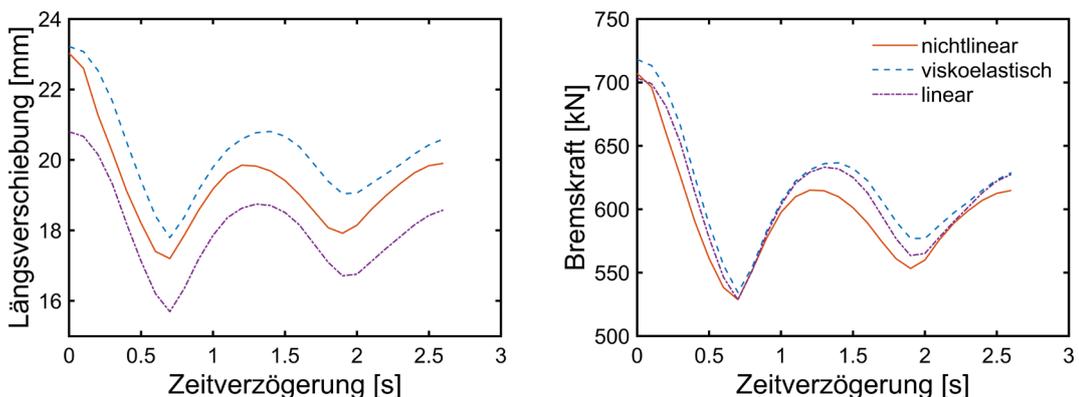


Abb. 133 Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft mit den alten Brückenlagern.

8.4 Einfluss der Modellparameter der Lager

Die bisherige Untersuchung hat gezeigt, dass wenn die Modellparameter mit dem gleichen Datensatz ermittelt wurden, die Modelle nahezu gleiche Eigenfrequenzen und ähnliche Dämpfungen aufweisen. Die daraus ermittelten Bremskräfte weichen dann nicht wesentlich voneinander ab. Unterschiede der Bremskräfte könnten jedoch auftreten, wenn die Modellparameter des nichtlinearen Modells aus den Versuchen entnommen wird und die Modellparameter des linearen Modells mit den Herstellerwerten ermittelt werden. Aus den Versuchen mit den modernen Elastomerlagern zeigte sich, dass bei kleinen Schubverformungen die Speichersteifigkeit deutlich grösser als der Herstellerwert der Steifigkeit ist. Mit zunehmender Schubverformung nähert sich die Speichersteifigkeit dem Herstellerwert der Steifigkeit an und erreicht diesen Wert bei einer Verformung von ca. 70% der Gesamtdicke der Elastomerschichten (**Abb. 10**). Der Hersteller gibt keinen Wert für die Dämpfung an.

Für die Versuchsserie 2 entspricht der Speichermodul bei einer Amplitude von 40 mm (1.68 kN/mm) sehr gut dem Herstellerwert der Steifigkeit (1.66 kN/mm). Berechnet man aus der zugehörigen Verluststeifigkeit die Konstante des Dämpfers so resultiert daraus ein Dämpfungsmass der Brücke von 14.4%. Dieser Wert ist etwa doppelt so gross als der Wert, der für die Berechnungen der Bremskraft im Projekt AGB 2011/003 verwendet wurde (7%). Die Bremsereignisse, die im vorhergehenden Kapitel eingeführt wurden, sind daher mit einem linearen Baudynamikmodell simuliert worden, der eine Dämpfung von 7% aufweist.

Die Ergebnisse der Berechnungen in Funktion der Zeitverzögerung werden in **Abb. 134** mit den Ergebnissen des nichtlinearen und des linearen Brückenmodells mit voller Dämpfung verglichen. Die Eigenfrequenzen sind wiederum sehr ähnlich, da der Höchstwert der Längsverschiebung des nichtlinearen Modells nicht viel kleiner ist als die Amplitude von 40 mm, mit der die Lagersteifigkeit der baulastischen Modelle bestimmt wurde und bei diesen Amplituden die Änderung der Speichersteifigkeit mit der Amplitude klein ist. Aufgrund der kleineren Steifigkeit ist die Eigenfrequenz etwas kleiner (0.51 Hz) und der Höchstwert der Längsverschiebung ist daher grösser im Vergleich zum linearen Modell mit voller Dämpfung. Wenn bedeutende dynamische Komponenten auftreten, ist der Höchstwert der Längsverschiebung grösser als der Höchstwert des nichtlinearen Modells. Der Höchstwert der Bremskraft des linearen Modells mit 7% Dämpfung ist ausser in der Umgebung der Hälfte der Periode der Längseigenschwingung grösser als der Höchstwert die beiden anderen Modelle. Generell tendiert dieses Modell die Bremskraft zu überschätzen.

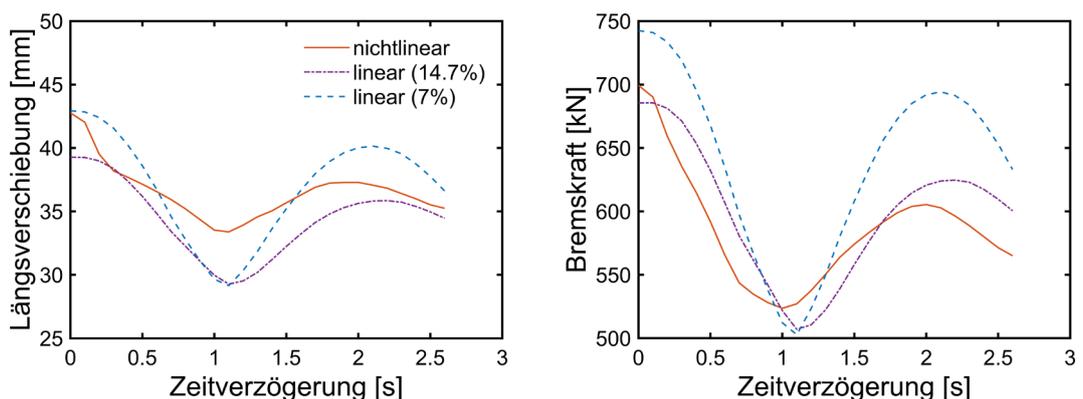


Abb. 134 Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft mit den modernen Elastomerlagern und reduzierter Dämpfung.

8.5 Einfluss der Temperatur

Die Versuche an den Kleinprobekörpern haben gezeigt, dass die Temperatur einen wichtigen Einfluss auf das Speichermodul und den Verlustfaktor des Elastomers hat. Dieser Einfluss wirkt sich selbstverständlich auch auf das Verhalten der Lager bei einem Bremsereignis aus. Da das Elastomer mit abnehmender Temperatur steifer wird und der Verlustfaktor zunimmt, wird sowohl die Eigenfrequenz der Brücke wie auch die Systemdämpfung zunehmen. Diese Zunahme wird sicherlich zu kleineren Längsverschiebungen führen. Wie sich die Bremskraft dabei entwickeln wird, ist nicht ohne weiteres voraussehbar und soll daher hier untersucht werden.

Die Berechnungen werden mit den Daten der modernen Lager durchgeführt. Die Modellparameter basieren auf den Datensätzen der Versuchsserie 2 mit Anregungsfrequenzen von 0.4 Hz und 0.75 Hz, da die Eigenfrequenz der Brücke bei verschiedenen Temperaturen sich in diesem Frequenzbereich befindet. Der Einfluss der Temperatur auf die Speicher- und Verluststeifigkeit wird berücksichtigt, indem die Werte aus der Versuchsserie 2 mit den jeweiligen Mittelwert der temperaturbedingten Zunahme aus den Kleinprobenversuchen (siehe Tab. 6) multipliziert wird. Das Verfahren ist sehr einfach und dürfte den Einfluss der Temperatur auf die Bremskräfte ausreichend genau wiedergeben.

Die Modellparameter sind in Tab. 24 zusammengefasst. Die Steifigkeiten der Federn K_1 und K_2 nehmen mit abnehmenden Temperaturen zu, da das Elastomer mit abnehmenden Temperaturen steifer wird. Die Steifigkeit der Feder K_2 nimmt stärker zu, da die Dämpfung mit abnehmenden Temperaturen stärker zunimmt als die Steifigkeit und die Relaxationszeit nur leicht abnimmt. Bei einer Temperatur von -20 °C ist die Dämpfung so dominant, dass die Steifigkeit der Feder K_2 wesentlich grösser als die der Feder K_1 wird. Die Parameter des Schädigungsmodells sind über den gesamten Temperaturbereich stabil. Da der Modellparameter α mit abnehmender Temperatur kleiner wird, erfolgt die Reduktion der Steifigkeiten und des Dämpfungsparameters mit zunehmender Verformung etwas schneller.

Tab. 24 Modellparameter für verschiedene Lagertemperaturen.

Temperatur [°C]	K_1 [kN/mm]	K_2 [kN/mm]	K_0 [kN/mm]	τ [1/s]	α	β	γ
40	2.51	1.49	4.00	0.329	6.75	0.344	0.440
20	2.80	1.70	4.50	0.322	6.62	0.347	0.450
10	2.93	2.14	5.07	0.319	6.49	0.347	0.450
0	3.30	2.59	5.89	0.310	6.55	0.339	0.452
-10	3.64	3.49	7.13	0.300	6.41	0.345	0.449
-20	3.95	6.80	10.75	0.284	5.58	0.348	0.460

Die Ergebnisse der Simulationen sind in Abb. 135 dargestellt. Der Höchstwert der Längsverschiebung nimmt mit der Temperatur ab. Dieses Verhalten ist auf die zunehmende Steifigkeit und Dämpfung der Lager zurückzuführen. Bei allen Temperaturen tritt der grösste Höchstwert der Längsverschiebung auf, wenn beide Fahrzeuge zeitsynchron bremsen. Das zweite Maximum der Höchstwerte, das bei der Periode der Längseigenschwingung auftritt, nimmt mit abnehmenden Temperaturen ab und verschwindet völlig bei Temperaturen unter 0 °C . Dieses Verhalten dürfte vornehmlich auf die stark zunehmende Dämpfung zurückzuführen sein.

Auch die Bremskraft besitzt ihren grössten Höchstwert, wenn beide Fahrzeuge zeitsynchron bremsen. Dieser grösste Höchstwert nimmt mit abnehmender Temperatur ab. Dieses Verhalten ist ebenfalls auf die zunehmende Steifigkeit und Dämpfung der Lager zurückzuführen. Mit zunehmender Zeitverzögerung führen die dynamischen Effekte zu einem unübersichtlichen Verhalten der Bremskraft, da aufgrund der

Steifigkeitsänderungen die Eigenfrequenz (Periode) der Längseigenschwingung sich mit der Temperatur ändert. Während bei Raumtemperatur die Periode etwa 2 s beträgt, ist sie bei -20 °C nur noch etwa 1.1 s. Der Höchstwert im Bereich der Schwingungsperiode nimmt mit abnehmender Temperatur tendenziell ab, wobei ab Temperaturen von 10 °C kaum wesentliche Unterschiede mehr auftreten.

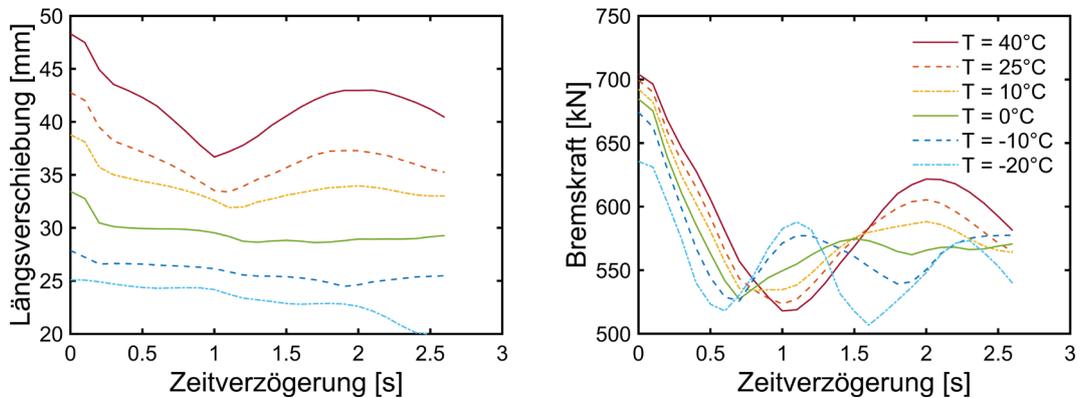


Abb. 135 Höchstwerte der Längsverschiebung und Bremskraft bei verschiedenen Lagertemperaturen T .

8.6 Fazit

Die in diesem Kapitel durchgeführten Analysen zeigen, dass das lineare Baudynamikmodell Bremskräfte ergibt, die nicht stark von den Bremskräften des nichtlinearen Brückenmodells abweichen. Die Abweichungen sind in der Regel unter 5% bezüglich der Bremskraft des nichtlinearen Brückenmodells. Im Bereich, in dem die Zeitverzögerung mit der Periode der Längseigenschwingung übereinstimmt, können die Abweichungen aufgrund der kräftigeren Dynamik auch etwas grösser ausfallen. Da die dynamischen Effekte mit abnehmender Eigenfrequenz grösser werden, nehmen die Abweichungen ebenfalls zu. Die grössten Abweichungen, ca. 7%, treten bei der Brücke mit den modernen Lagern auf, die eine Eigenfrequenz von ca. 0.5 Hz aufweist. Damit die Abweichungen in dieser Grössenordnung bleiben, muss das lineare Brückenmodell etwa die gleiche Eigenfrequenz wie das nichtlineare Brückenmodell im Endzustand haben. Auch die Dämpfung sollte nicht allzu stark von der Dämpfung des nichtlinearen Brückenmodells abweichen. Wird die Dämpfung des linearen Brückenmodells stark reduziert, so nehmen die Abweichungen deutlich zu, wie das Modell mit modernen Lagern und mit 7% Dämpfung gezeigt hat, das bei der Hälfte der Zeitverzögerungen Abweichungen von über 10% aufweist. Das lineare Brückenmodell überschätzt dabei tendenziell die Bremskräfte. Mit zunehmender Eigenfrequenz der Längseigenschwingung dürften diese Abweichungen aufgrund der nachlassenden dynamischen Effekte abnehmen.

Das lineare Brückenmodell unterschätzt hingegen systematisch die Längsverschiebungen. Die Abweichungen zum nichtlinearen Brückenmodell sind generell grösser als bei der Bremskraft, denn Abweichungen von über 5% sind die Regel. Auch für die Längsverschiebungen gilt, dass mit zunehmender Eigenfrequenz die Abweichungen abnehmen. Wird die Dämpfung des linearen Baudynamikmodells stark reduziert, so nehmen die Abweichungen ab, da mit kleinerer Dämpfung die Längsverschiebungen tendenziell zunehmen. Wobei dies, wie im vorhergehenden Abschnitt beschrieben, mit einer Überschätzung der Bremskräfte einhergeht.

Die Resultate der Analyse des Einflusses der Nichtlinearität bestätigen die Ergebnisse, die bei der Analyse der Bremsversuche (Kapitel 7) erarbeitet wurden. Bleibt das nichtlineare Verhalten einer Brücke im Rahmen der durch die Elastomerlager induzierten Nichtlinearität, so stellt das lineare Brückenmodell für die Berechnung des charakteristischen Werts der Bremskraft mit dem stochastischen Modell insgesamt eine numerisch effiziente und ausreichend genaue Alternative zum nichtlinearen Modell dar. Grössere Abweichungen könnten höchstens bei sehr tiefen Eigenfrequenzen auftreten.

Aufgrund der mit abnehmender Temperatur zunehmenden Steifigkeit und Dämpfung der Lager nehmen die Bremskräfte mit abnehmender Temperatur tendenziell ab. Im stochastischen Modell werden zahlreiche Bremsereignisse, in denen mehrere schwere Fahrzeugen involviert sind, simuliert, sodass davon ausgegangen werden kann, dass dabei auch verschiedene Zeitverzögerungen auftreten. Diese sollten die Bandbreite der für eine bestimmte Brückenlänge möglichen Zeitverzögerungen etwa gleichmässig abdecken. Ausgenommen sind die sehr kleinen Zeitverzögerungen aufgrund der endlichen Reaktionszeit des Fahrers. Zeitverzögerungen unter 0.5 s dürften deshalb nur sehr selten auftreten. Wenn der verbleibende Bereich der Zeitverzögerungen gleichmässig abgedeckt wird, so nehmen die Bremskräfte mit abnehmender Temperatur tendenziell ab. Bei den Längsverschiebungen ist die Situation übersichtlicher: Tiefere Temperaturen führen unabhängig von den Zeitverzögerungen (dynamischen Effekten) immer zu kleineren Längsverschiebungen. Die Berechnung der Bremskräfte und Längsverschiebungen mit den Werten der Lager bei Raumtemperatur (20 °C) liefert daher Ergebnisse, die tendenziell auf der sicheren Seite sind. Etwas grössere Bremskräfte und Längsverschiebungen könnten bei einer Lagertemperatur von 40 °C auftreten. Doch dürfte diese Temperatur für Schweizer Verhältnisse zu hoch sein, da die Lager von Brücken ausser bei tiefliegender Sonne kaum einer direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt sein dürften.

Die Simulationen in diesem Kapitel haben gezeigt, dass die grössten Werte der Bremskraft und der Längsverschiebung bei zeitsynchroner Anregung auftreten. Diese Höchstwerte sind zudem grösser als die Werte, die im Bereich der Periode der Eigenschwingung hervorgerufen werden. Wie bereits erwähnt, treten aufgrund der endlichen Reaktionszeit des Fahrers zeitsynchrone Bremsmanöver nicht auf. Bei Platoons schwerer Fahrzeuge sind nahezu zeitsynchrone Bremsmanöver hingegen unerlässlich, um die Distanz zwischen den Fahrzeugen eines Platoons reduzieren zu können. Bremsereignisse, die Platoons involvieren, dürften dann die Bremskraft festlegen. Auch für diese Fälle nimmt die Bremskraft mit zunehmender Steifigkeit (Eigenfrequenz) und Dämpfung ab.

9 Abschliessende Bemerkungen

Der wohl wichtigste Teil dieses Projekts sind die Bremsversuche am Viaduc de Matran. Die Versuchsergebnisse bestätigen qualitativ das Verhalten der Brücke, das mit dem linearen Einmassenschwingermodell der klassischen Baudynamik im Projekt AGB2011/003 vorausgesagt wird. Während der Bremsphase, in der die Anregungskräfte (Trägheitskräfte der bremsenden Fahrzeuge) auf die Brücke einwirken, ist das Verhalten der Brücke durch diese quasistatischen Kräfte dominiert. Schwingungen treten selbstverständlich auf, doch sind diese untergeordnet. Nach Abschluss der Bremsphase beginnt die Ausschwingphase, in der die Brücke aus dem verformten Zustand in die Ruhelage zurückschwingt. Diese Phase wird vollständig durch die Dynamik bestimmt und bringt die grössten Schwingungsamplituden hervor.

In der Regel ist für die Bremskräfte die Bremsphase massgebend, da zu den Anregungskräften noch die Trägheitskräfte der schwingenden Brücke wirken. Wie die Versuche gezeigt haben, kann die Intensität der Schwingungen in der Bremsphase jedoch sehr unterschiedlich sein und sie hängt, bei mehreren gleichzeitig bremsenden Fahrzeugen, wesentlich von der Zeitverzögerung zwischen den Bremsmanövern der Fahrzeuge ab. Liegt die Zeitverzögerung im Bereich der Periode der Längseigenschwingung der Brücke, so werden die Schwingungen verstärkt und die Bremskräfte nehmen tendenziell zu. Während für zwei gleichzeitig bremsende Fahrzeuge eine solche Synchronisation durchaus auftreten kann, dürfte mit zunehmender Anzahl involvierter Fahrzeuge die Wahrscheinlichkeit einer Synchronisation abnehmen. Neben der Begrenzung gleichzeitig bremsender Fahrzeuge, die durch die kleine Wahrscheinlichkeit spontaner Konvois von mehreren schweren Fahrzeugen und die Dauer des Bremsmanövers bestimmt wird, dürfte auch die geringe Wahrscheinlichkeit einer Synchronisation mit der Schwingungsperiode der Brücke zum Abflachen der Zunahme der charakteristischen Bremskraft bei längeren Brücken führen.

Die Modellrechnungen haben gezeigt, dass die grössten Bremskräfte dann auftreten, wenn alle Fahrzeuge gleichzeitig bremsen. Diese Synchronisation tritt bei spontanen Konvois von mehreren schweren Fahrzeugen nicht auf, da die Reaktionszeit der Fahrzeugführer dies nicht erlaubt. Bei Platoons mit elektronischer Kontrolle der Fahrzeuge ist hingegen eine möglichst zeitsynchrone Bremsung aller Fahrzeuge entscheidend, um einen möglichst kleinen Abstand zwischen den Fahrzeugen aufrechtzuerhalten, damit der Treibstoffverbrauch reduziert werden kann. Darüber hinaus zeigen die Versuchsdaten der Bremsversuche, dass die Intensität der Bremsverzögerung mit abnehmender Geschwindigkeit zunimmt. Dies könnte bedeuten, dass bei Platoons nicht mehr der fließende Verkehr die höchsten Bremskräfte verursacht, sondern der stockende Verkehr, in dem aus einer Geschwindigkeit von 30 bis 40 km/h heraus gebremst wird.

Auch bei kurzen Brücken dürften Bremsmanöver aus moderaten Geschwindigkeiten heraus tendenziell die Bremskräfte vergrössern. Bei diesen Brücken spielen dynamische Effekte jedoch keine Rolle, da kurze Brücken kaum schwimmend gelagert werden. Im Projekt AGB2011/003 wurde im synthetischen Bremsverzögerungsprofil die maximale Bremsverzögerung für Lastfahrzeuge auf 70% der Erdbeschleunigung (6.87 ms^{-2}) begrenzt. Dieses Verzögerungsprofil wird immer dann verwendet, wenn die gemessenen Verzögerungsprofile aus der Datenbank kein Bremsmanöver ohne Auffahrunfall erlauben. Die Berechnungen zeigen, dass das synthetische Verzögerungsprofil im Zusammenhang mit dem charakteristischen Wert der Bremskraft oft auftritt. Die Versuchsdaten der Bremsversuche belegen, dass der obige Grenzwert bereits von der mittleren Bremsverzögerung des 40t-Fahrzeugs bei Geschwindigkeiten unter 50 km/h übertroffen werden kann. Die maximale Bremsverzögerung übertrifft diesen Wert sogar bei weitem. Da bei kurzen, steifen Brücken die maximale Bremsverzögerung praktisch unvermindert in die Bremskraft einfließt, könnte das bestehende stochastische Modell für diese Brücken die Bremskraft unterschätzen. Inwieweit auch längere Brücken an Kantons- und Ortsstrassen davon betroffen sind, ist schwierig zu beurteilen, da für diese Strassen Verkehrsdaten fehlen oder nicht ausgewertet wurden. Darüber hinaus fehlen

Messdaten aus Feldversuchen mit instrumentierten Fahrzeugen, die Auskunft zur Häufigkeit und Intensität von Bremsmanövern aus moderaten Geschwindigkeiten heraus bereitstellen. Das Projekt BGT_20_02D "Monitoring von Bremsereignissen schwerer Fahrzeuge zur Bestimmung der Bremskräfte auf Strassenbrücken" dürfte Messdaten liefern, die diese Fragen klären sollte.

Einmal mehr haben dynamische Versuche gezeigt, dass Brücken sich nicht wie erwartet Verhalten. Bei sehr kleinen dynamischen Verformungen im Zusammenhang mit Schwingungsproblemen ist dies die Regel, da sogenannte nichttragende Bauteile einen grossen Einfluss ausüben können. Auch Brückenlager verhalten sich bei sehr kleinen dynamischen Verformungen oft nicht gleich wie bei den durch Temperaturänderungen hervorgerufenen grösseren Verformungen, da das nichtlineare Verhalten der Bauteile oder die Reibung einen wichtigen Einfluss haben können. Bei den Bremsversuchen sind jedoch Verformungen aufgetreten, die vergleichbar zu den Verformungen durch Temperaturänderungen waren. Trotzdem verhielt sich die Brücke deutlich steifer, als aufgrund der Daten aus den Versuchen mit den Elastomerlagern erwartet wurde. Die zusätzliche Steifigkeit ist bedeutend und zudem noch richtungsabhängig. Die Ursache für das beobachtete Verhalten konnte nicht geklärt werden. Die Tragstruktur aus Stahlbeton dürfte als Ursache kaum in Frage kommen, da sie recht zuverlässig beschrieben werden kann. Wie so oft bleiben die Lagerung der Brücke und die sogenannten nichttragenden Bauteile als wahrscheinliche Ursachen übrig, obwohl letztere (Leitplanken und Styropor-Einlagen) soweit wie möglich für die Versuche neutralisiert wurden. Ob das Verhalten des "Viaduc de Matran" ein Einzelfall ist, oder ob bei schwimmend gelagerten Brücken generell mit einer deutlich grösseren Steifigkeit zu rechnen ist, konnte in diesem Projekt nicht geklärt werden. Aufgrund dieser Ungewissheit konnte das nichtlineare Brückenmodell nicht vollständig validiert werden. Insgesamt war das nichtlineare Brückenmodell jedoch in der Lage, mit wenigen zusätzlichen einfachen Hypothesen das komplexe Verhalten der Brücke nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ mit zufriedenstellender Genauigkeit wiederzugeben.

Mit den Versuchen an den Elastomerlagern und an den Elastomerkleinproben konnten Ergebnisse erarbeitet werden, die in diesem Detaillierungsgrad in der Fachliteratur nicht vorhanden oder nicht mehr auffindbar sind. Die Lager zeigen ein in Funktion der Scherverformung deutlich nichtlineares Verhalten, wobei die Steifigkeit mit zunehmender Amplitude der Verformung abnimmt. Mit abnehmender Temperatur werden die Lager steifer. Die Herstellerwerte der Lagersteifigkeit gelten für grosse Verformungen bei Raumtemperatur. Das Energiedissipationsvermögen der Elastomerlager ist bemerkenswert, obwohl die untersuchten Lager nicht für die Dämpfung von Schwingungen infolge Erdbebeneinwirkungen vorgesehen sind. Bei Raumtemperatur beträgt das Dämpfungsmass am "Viaduc de Matran" zwischen 10% und 12% und ist deutlich grösser als die 7%, die im Projekt AGB2011/003 veranschlagt wurde. Mit abnehmender Temperatur nimmt das Energiedissipationsvermögen der Lager sogar noch deutlich zu. Im Vergleich zur Scherverformung und zur Temperatur ist der Einfluss der Anregungsfrequenz (Belastungsgeschwindigkeit) und der Auflast klein. Eine Vorverformung der Lager scheint überraschenderweise keinen Einfluss auf das dynamische Verhalten der Lager zu haben. Zwischen den Ergebnissen der Elastomerlager und Elastomerkleinproben gibt es jedoch einen Widerspruch, der weiter untersucht werden sollte.

Das zyklische Verhalten eines Elastomerlagers konnte mit einem viskoplastischen Modell recht genau simuliert werden. Das Modell basiert auf einem viskoelastischen Standard-Festkörpermodell, das mit einer Schädigungsfunktion erweitert wurde. Die Modellparameter lassen sich physikalisch gut interpretieren und mit einem einfachen und schnellen Optimierungsverfahren leicht bestimmen. Das Verhalten eines Elastomers und eines Elastomerlagers ist jedoch wesentlich komplexer als das durch das viskoplastische Modell simulierte Verhalten. Die partielle Erholung der Steifigkeit des Elastomers bei einer Reduktion der Schwingungsamplitude berücksichtigt das Modell nicht. Es ist auch nicht in der Lage, das in den Versuchen beobachtete nichtlineare Relaxationsverhalten abzubilden. Für die Simulation des Verhaltens einer Brücke bei einem Bremsereignis sind diese Mängel des Modells unbedeutend. Die zur Bestimmung der Bremskraft wichtige Bremsphase ist charakterisiert durch eine Serie zeitlich überlagerter stossartiger

Einwirkungen, die tendenziell zu zunehmenden quasistatischen Verformungen führen, die durch Schwingungen überlagert sind. Die Simulationen der Bremsversuche zeigen, dass das viskoplastische Modell das Verhalten der Bremsphase insgesamt recht gut abbilden kann. Deutliche Abweichungen treten erst in der Ausschwingphase auf, da das Modell die Erholung des Elastomers mit abnehmenden Schwingungsamplituden nicht berücksichtigen kann. Diese Phase ist für die Bestimmung des Höchstwerts der Bremskräfte jedoch ohne Bedeutung. Die Anwendbarkeit des Modells bei anderen dynamischen Fragestellungen, die zu grossen Verformungen führen, z.B. bei Erdbebeneinwirkungen, müsste gesondert untersucht werden. Auch seine Anwendbarkeit bei quasistatischen Belastungen (z.B. Temperaturänderungen) bedarf zusätzlicher Untersuchungen, da das Verhalten bei langsamen Prozessen nicht untersucht wurde und die Relaxationsversuche darauf hinweisen, dass ein Elastomer sich dabei auch qualitativ anders verhält als bei zyklischer Beanspruchung.

Der Einfluss des nichtlinearen Verhaltens der Elastomerlager auf die Bremskraft ist beschränkt. Auch dies ist durch die stossartige Einwirkung in der Bremsphase begründet, in der grosse quasistatische Verformungen von moderaten Schwingungen überlagert werden. Ein lineares Baudynamikmodell der Brücke mit ähnlicher Eigenfrequenz und Dämpfung wie das nichtlineare Brückenmodell ergibt ähnliche Bremskräfte, da die sich zunehmend abschwächende Nichtlinearität das Schwingungsverhalten nicht mehr stark beeinflusst. Die Abweichungen sind in der Regel kleiner als 5% und daher insgesamt akzeptabel. Dringen die quasistatischen Verformungen in den Bereich vor, in dem die Nichtlinearität stark abflacht, so ergibt ein lineares Baudynamikmodell mit dem Herstellerwert der Steifigkeit brauchbare Ergebnisse. Grössere Abweichungen bei den Bremskräften können dann auftreten, wenn die Eigenfrequenz oder Dämpfung des linearen Baudynamikmodells wesentlich vom nichtlinearen Brückenmodell abweicht. Dann können ohne weiteres Abweichungen von über 10% auftreten. Diese grossen Abweichungen konzentrieren sich im Bereich, in dem grosse Einwirkungsänderungen mit der Schwingungsperiode synchronisiert sind und dadurch eine bedeutende dynamische Antwort der Brücke hervorrufen.

Aufgrund der mit abnehmender Temperatur zunehmenden Steifigkeit und Dämpfung des Elastomers nehmen die Bremskräfte mit abnehmender Temperatur tendenziell ab. Die Berechnung der Bremskräfte und Längsverschiebungen mit den Werten der Lager bei Raumtemperatur (ca. 20 °C) liefert daher Ergebnisse, die tendenziell die Bremskraft bei tieferen Lagertemperaturen übertrifft. Etwas grössere Bremskräfte und Längsverschiebungen könnten bei höheren Lagertemperatur als die Raumtemperatur auftreten. Doch dürften diese Temperatur für Schweizer Verhältnisse zu hoch sein. Für schwimmend auf Elastomerlagern gelagerten Brücken dürfte das im Projekt AGB2011/003 gewählte Dämpfungsmass von 7% ebenfalls zur einer generellen Überschätzung der Bremskräfte führen. Das lineare Baudynamikmodell unterschätzt hingegen systematisch die Längsverschiebung der Brücke und zwar auch dann, wenn seine Eigenfrequenz und Dämpfung konsistent zur Eigenfrequenz und Dämpfung des nichtlinearen Brückenmodells gewählt wird. Da in der Bemessungspraxis die Längsverschiebung der Brücke anhand der Bremskraft und des Herstellerwerts der Steifigkeit bestimmt wird, der tendenziell auf grössere Verformungen führt als das nichtlineare Brückenmodell, bleibt diese Unterschätzung folgenlos.

Ein lineares Brückenmodell, das auf dem klassischen Einmassenschwingermodell der Baudynamik aufbaut, ist daher ein zweckmässiges Modell zur Berechnung des charakteristischen Wert der Bremskraft im Rahmen des stochastischen Modells, das im Projekt AGB2011/003 entwickelt wurde. Diese Feststellung gilt nur für schwimmend gelagerte Brücken, deren nichtlineares Verhalten durch die Nichtlinearität der Elastomerlager hervorgerufen wird. Wie die Analyse der Versuche an der Brücke "Viaduc de Matran" gezeigt hat, versagt bei einer starken Nichtlinearität das lineare Brückenmodell. Die beobachtete nichtlineare Steifigkeitszunahme mit zunehmender Längsverschiebung führt zu einer kräftigeren dynamischen Komponente während der Bremsphase und dadurch zu einer deutlichen Zunahme der Bremskräfte. Insofern hat das unerwartet komplexe Verhalten der Versuchsbrücke auch ein positiver Aspekt, denn es hat dazu beigetragen, den Anwendungsbereich des linearen Brückenmodells besser abzugrenzen. Ob das komplexe Verhalten der Brücke "Viaduc de Matran" ein Einzelfall

ist, oder ob eine starke Nichtlinearität bei schwimmend gelagerten Brücken oft auftritt, ist unbekannt. Diese Unsicherheit muss in der Bemessungspraxis mit einem geeigneten Partialfaktor berücksichtigt werden.

Literaturverzeichnis

Normen

-
- [1] AASHTO, **AASHTO LRFD bridge design specifications**: Customary U.S. Units, 8th. Washington D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017.
-
- [2] AASHTO, **Standard specification for highway bridges**, 17th. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002.
-
- [3] CEN, EN 1337-3:2005, **Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings**, Comité Européen de Normalisation, 2005
-
- [4] DIN, DIN 1441-14, **Lager im Bauwesen, Bewehrte Elastomerlager, Bauliche Durchbildung und Bemessung**, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1985.
-

Fachliteratur

-
- [5] Martins, J., Feltrin, G. und Beyer, K., **Aktualisierte Bremskräfte zur Überprüfung von Strassenbrücken**, Forschung im Strassenwesen, Vol. 682. 2016, Bundesamt für Strassen, Bern.
-
- [6] Wenk, T., **Beurteilung der Erdbbensicherheit bestehender Strassenbrücken**, 2005, Bundesamt für Strassen, Bern.
-
- [7] Smyth, A.W., Pei, J.S., and Masri, S.F., **System identification of the Vincent Thomas suspension bridge using earthquake records**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2003. 32(3): p. 339-367.
-
- [8] Siringoringo, D.M. and Fujino, Y., **Observed dynamic performance of the Yokohama-Bay Bridge from system identification using seismic records**, Structural Control & Health Monitoring, 2006. 13(1): p. 226-244.
-
- [9] Siringoringo, D.M. and Fujino, Y., **System identification applied to long-span cable-supported bridges using seismic records**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008. 37(3): p. 361-386.
-
- [10] Ntotsios, E., et al., **Structural identification of Egnatia Odos bridges based on ambient and earthquake induced vibrations**, Bulletin of Earthquake Engineering, 2009. 7(2): p. 485-501.
-
- [11] Bedon, C. and Morassi A., **Dynamic testing and parameter identification of a base-isolated bridge**. Engineering Structures, 2014. 60: p. 85-99.
-
- [12] Sarrazin, M., Moroni, O. and Roesset J.M., **Evaluation of dynamic response characteristics of seismically isolated bridges in Chile**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005. 34(4-5): p. 425-448.
-
- [13] Chaudhary, M.T.A., Abe, M., and Fujino, Y., **Role of structural details in altering the expected seismic response of base-isolated bridges**, Mechanical Systems and Signal Processing, 2002. 16(2-3): p. 413-428.
-
- [14] Quinn, A.J. **Braking forces in highway bridge substructures**, Master Thesis Auburn University, Alabama (USA), 2019.
-
- [15] Abts, G, **Einführung in die Kautschuktechnologie**, Carl Hanser Verlag München, 2019.
-
- [16] Block, T., Eggert, H. und Kauschke, W., **Lager im Bauwesen**, Verlag Ernst & Sohn, 2013.
-
- [17] Diani, J., Fayolle, B. and Gilormini, P., **A review on the Mullins effect**, European Polymer Journal, 2009, 45, p. 601-612.
-
- [18] Eggert, H., **Bewehrte Elastomerlager, Erkenntnisstand und Defizite**, Bautechnik 83, Heft 1, 2006, p. 6-15.
-
- [19] Roeder, C.W., Stanton, J. F., and Taylor, A. W., **Performance of elastomeric bearings**, Transportation Research Board, 298, 1987.
-
- [20] Hwang, J.S. and Ku, S.W., **Analytical modeling of high damping rubber bearings**, Journal of Structural Engineering-Asce, 1997. 123(8): p. 1029-1036.
-
- [21] Jankowski, R., **Nonlinear rate dependent model of high damping rubber bearing**, Bulletin of Earthquake Engineering, 2003. 1(3): p. 397-403.
-
- [22] Tsai, C.S., et al., **An advanced analytical model for high damping rubber bearings**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2003. 32(9): p. 1373-1387.
-
- [23] Abe, M., Yoshida, J. and Fujino, Y., **Multiaxial behaviors of laminated rubber bearings and their modeling. II: Modeling**, Journal of Structural Engineering-Asce, 2004. 130(8): p. 1133-1144.
-
- [24] Ryan, K.L., Kelly J.M., and Chopra, A.K., **Nonlinear model for lead-rubber bearings including axial-load effects**. Journal of Engineering Mechanics-Asce, 2005. 131(12): p. 1270-1278.
-

-
- [25] Yamamoto, M., et al., **Nonlinear behavior of high-damping rubber bearings under horizontal bidirectional loading: full-scale tests and analytical modeling**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012. 41(13): p. 1845-1860.
-
- [26] Lakes, R. and Lakes, R. S. **Viscoelastic materials**, Cambridge University Press, 2009.
-
- [27] Simo, J.C., and Ju, J.W., **Strain- and stress based continuum damage models -I. Formulation, II. Computational aspects**, Int. Journal Solids Structures, 23:821-869, 1987.
-
- [28] Kim, M., Gupta, A., Marchertas, A.H., **Utilization of the Simo-Taylor constitutive model for the simulation of isolations bearings**, SMiRT Conference, Transactions Vol. K, pp.169-174, 1991.
-
- [29] Baur, M., **Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung**, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften der Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 2003.
-

Verdankung

Bedeutende Teile dieses Projekts hätten ohne die Unterstützung und Mitarbeit vieler Beteiligten, die in einem technisch-wissenschaftlichen Bericht naturgemäss keine Erwähnung finden, nicht durchgeführt werden können. Der Autor möchte dies an dieser Stelle nachholen. Ein herzliches Dankeschön geht an:

- Die Herren Max Haschenz, Dr. Simon Hoffman und Orlando Fabio Stirnimann (Mageba SA) für die technische Unterstützung bei Fragen zu den Elastomerlagern und den Rabatt bei der Beschaffung der Prüfkörper.
- Herrn Lutz Gerlach, Herrn Dr. Vladislav Kvitsel, Frau Annika Bretz und das an den Versuchen beteiligte technische Personal (Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe) für die höchst professionelle Unterstützung bei der Organisation und die effiziente Durchführung der Versuche an den Elastomerlagern. Ohne Ihr grosses Interesse am Projekt und Ihre Grosszügigkeit hätten die nicht eingeplanten Versuche an den Elastomerlagern des Viaduc de Matran nicht durchgeführt werden können.
- Herr Steve Baud, Mandatsträger ASTRA F1, für seine stets äusserst wertvolle Koordinationsarbeit zwischen der Empa, der Projektleitung, der ASTRA-Filiale Estavayer-le-Lac und dem Service Intercantonal d'Entretien du Réseau Autoroutier (SIERA) in Granges-Paccot bei der Organisation und Umsetzung der Versuche an der Brücke "Viaduc de Matran".
- Die Herren Alain Bise und Javier Leon Baron (ASTRA-Filiale Estavayer-le-Lac) für die stets grosszügige Unterstützung des Projekts und insbesondere die vorgezogene Erneuerung der Lager am Viaduc de Matran, welche die wichtigen Versuche an den eingebauten Elastomerlagern erst ermöglicht haben.
- Die Herren Giuseppe Gambera und Jean-Francois Zanetti (SIERA) für die unkomplizierte und professionelle Zusammenarbeit bei der Organisation und der Durchführung der Versuche am Viaduc de Matran.
- Herr Alexander Kolly und seine Fahrzeugführer (Andrey Group) für die sichere und professionelle Durchführung der Bremsversuche mit den Versuchsfahrzeugen.
- Herr Jorel Martin (IUB Engineering SA) für die Unterstützung beim Ausbau der Lager am Viaduc de Matran.
- Meine Arbeitskollegen Slavko Tudor, Dimitri Ott, Giovanni Saragoni, Robert Wittman, Matteo Breveglieri, Pedro Palma und Ahmet Batirel an der Empa, die durch Ihre gewissenhafte und genaue Arbeit wesentlich dazu beigetragen haben, dass die Versuche am Viaduc de Matran auf Anhieb ohne Zwischenfälle durchgeführt werden konnten.

Der Autor möchte sich auch bei den Mitgliedern der Begleitkommission BKC für die immer hilfreichen Diskussionen, Kommentare und Anregungen bedanken. Schliesslich gilt mein grosser Dank dem Bundesamt für Strassen und der Empa für das entgegengebrachte Vertrauen und die Bereitstellung der finanziellen Mittel, um dieses Forschungsprojekt durchführen zu können.

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 14.10.2021

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2017/002

Projekttitel: Validierung des Modells zur Berechnung der dynamischen Einwirkung der Bremskraft auf Strassenbrücken

Enddatum: 31.10.2021

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

— Die Versuche an der Brücke Viaduc de Matran zeigten, dass bei einem Bremsereignis vor allem Verformungen in Längsrichtung auftreten. Eine wesentliche Kopplung zwischen Längs- und Biege- oder Torsionsschwingungen traten hingegen nicht auf. Die Widerlager der Brücke führten höchstens Verformungen in der Grössenordnung von einigen 1/10 mm aus. Die Brücke verhielt sich nichtlinear und deutlich steifer als aufgrund der Versuchsergebnisse der Lagerversuche zu erwarten war. Zudem verhielt sich die Brücke in verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedlich. Die Ursache für das beobachtete Verhalten konnte nicht abschliessend geklärt werden. Das Tragwerk aus Stahlbeton dürfte als Ursache nicht in Frage kommen, da es recht zuverlässig beschrieben werden kann. Wahrscheinlicher ist es, dass die Lagerung der Brücke oder sogenannte nichttragende Bauteile wie z.B. die Leitplanken des beobachtete Verhalten verursacht hat.

— Das Brückenmodell mit den nichtlinearen Elastomerlagern, ergänzt mit wenigen zusätzlichen einfachen Hypothesen, konnte das in den Versuchen beobachtete komplexe Verhalten der Brücke quantitativ recht genau simulieren. Mit diesem Modell konnte gezeigt werden, dass ein lineares Brückenmodell eine gute Näherung zur Bestimmung der Bremskräfte darstellt, sofern seine Eigenfrequenz und Dämpfung sich nicht wesentlich von der Eigenfrequenz und Dämpfung des nichtlinearen Brückenmodells während der Bremsphase, der Fahrzeuge unterscheidet und das nichtlineare Verhalten der Brücke im Rahmen des in den Versuchen beobachteten nichtlinearen Verhaltens der Elastomerlager bleibt (d.h. des in den Versuchen beobachteten nichtlinearen Verhaltens der Elastomerlager). Das lineare Brückenmodell unterschätzt hingegen systematisch die Längsverschiebung der Brücke und zwar auch dann, wenn seine Eigenfrequenz und Dämpfung konsistent zur Eigenfrequenz und Dämpfung des nichtlinearen Brückenmodells gewählt wird.

— Mit den Versuchen an den neuen und benutzten Elastomerlagern und an den Elastomerkleinproben konnten Ergebnisse erarbeitet werden, die in diesem Detaillierungsgrad in der öffentlich zugänglichen Fachliteratur nicht auffindbar sind. Die Lager zeigen ein in Funktion der Scherverformung deutlich nichtlineares Verhalten, wobei die Steifigkeit mit zunehmender Amplitude der Verformung abnimmt. Die Herstellerwerte der Lagersteifigkeit gelten für grosse Verformungen bei Raumtemperatur. Mit abnehmender Temperatur werden die Lager steifer. Das Energiedissipationsvermögen der Lager ist bemerkenswert, obwohl die untersuchten Lager nicht für die Dämpfung von Schwingungen infolge Erdbeneinwirkungen vorgesehen sind. Mit abnehmender Temperatur nimmt das Energiedissipationsvermögen der Lager deutlich zu. Aufgrund der mit abnehmender Temperatur zunehmenden Dämpfung der Lager nehmen die Bremskräfte mit abnehmender Temperatur tendenziell ab.

— Eine Verallgemeinerung der Ergebnisse dieser Arbeit ist immer mit Unsicherheiten verbunden, da nur eine Brücke und ein Typ von Lager untersucht werden konnte. Die Resultate zeigen jedoch, dass das im Projekt AGB2011/003 gewählte lineare Brückenmodell keine bedeutenden systematischen Fehler bei der Berechnung des charakteristischen Wert der Bremskraft hervorruft, sofern das nichtlineare Verhalten moderat bleibt. Hingegen, wie die Versuche am Viaduc de Matran deutlich gezeigt haben, liefert das lineare Brückenmodell bei einem sehr starken nichtlinearen Verhalten keine zuverlässigen Resultate.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Die Projektziele konnten im Wesentlichen erreicht werden:

- Die Versuche an der Brücke "Viaduc de Matran" ermöglichen erstmals wichtige experimentelle Resultate über das dynamische Verhalten schwimmend gelagerter Brücken bei Anregung durch Bremskräfte zu erarbeiten.
- Die Analyse und Interpretation der Versuchsdaten zeigten, dass ein nichtlineares Einmassenschwingermodell einer Brücke die Beobachtungen mit angemessener Genauigkeit reproduzieren kann.
- Die Anwendungsgrenzen des linearen Einmassenschwingermodells einer Brücke konnten, auch aufgrund des komplexen Verhaltens der Versuchsbrücke, erarbeitet werden.

Folgerungen und Empfehlungen:

- Das im Projekt AGB2011/003 gewählte lineare Brückenmodell gibt das wesentliche Verhalten einer Brücke korrekt wieder und verursacht keine bedeutenden systematischen Fehler bei der Berechnung des charakteristischen Werts der Bremskraft, sofern das nichtlineare Verhalten der Brücke moderat bleibt. Für schwimmend auf Elastomerlager gelagerten Brücken ist das im Projekt AGB2011/003 gewählte Lehrsche Dämpfungsmass von 7% angemessen. Es gibt daher keinen Anlass, den charakteristischen Wert der Bremskraft mit einem rechenintensiven nichtlinearen Brückenmodell zu berechnen. Die im Projekt AGB2011/003 vorgeschlagenen praxistauglichen Einwirkungsmodelle für die Bremskraft bedürfen daher keiner Revision.
- Die Versuche an der Brücke haben gezeigt, dass ein starkes nichtlineares, versteifendes Verhalten der Brücke zu grossen Bremskräften führt, die durch ein lineares Brückenmodell nicht korrekt wiedergegeben werden. Da die Ursache des stark nichtlinearen Verhaltens nicht geklärt werden konnte, ist unbekannt, ob dieses Verhalten spezifisch für die untersuchte Brücke ist oder allgemein auftreten kann. Weitere Versuche an Brücken wären erstrebenswert, um diesen Sachverhalt zu klären. Das in der Norm SIA 260 vorgesehene Partialfaktor für veränderliche Einwirkungen sollte diese Unsicherheit jedoch angemessen abdecken.
- Die Versuchsdaten der bremsenden Fahrzeuge zeigen, dass die Intensität der Bremsverzögerung mit abnehmender Geschwindigkeit eines Fahrzeugs zunimmt. Dies könnte dazu führen, dass nicht wie bisher angenommen, der fließende Verkehr die höchsten Bremskräfte verursacht, sondern der stockende Verkehr, in dem sich spontan bildende Konvois schwerer Lastfahrzeuge aus einer Geschwindigkeit von 30 – 40 km/h heraus bremsen. Das Projekt AGBGT 2020-008 (Monitoring von Bremsereignissen schwerer Fahrzeuge zur Bestimmung der Bremskräfte auf Strassenbrücken) wird sich dieser Frage annehmen.

Publikationen:

Bisher sind keine Publikationen erfolgt. Vorgesehen sind 2 Publikationen in englischsprachigen Fachzeitschriften und eine Publikation in einer deutschsprachigen Fachzeitschrift.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Feltrin

Vorname: Glauco

Amt, Firma, Institut: Projektleiter, Empa, Abteilung Ingenieur-Strukturen

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Begleitkommission beurteilt das Forschungsprojekt, den Schlussbericht und die darin enthaltenen Daten und Folgerungen sehr positiv. Die geplanten Projektziele wurden erfüllt:

- erstmals liegen nun gut dokumentierte, experimentelle Resultate über das dynamische Verhalten einer schwimmend gelagerten Brücke bei Anregung durch Bremskräfte vor;
- die Voraussetzungen und Grenzen der Anwendbarkeit des linearen Einmassenschwingers zur Voraussage des dynamischen Anteils des charakteristischen Werts der Bremskraft schwimmend gelagerter Brücken wurden präzisiert;
- die Auswirkungen des nichtlinearen Verhaltens von Elastomerlagern auf das Schwingungsverhalten schwimmend gelagerter Brücken wurden dokumentiert und beurteilt;
- das im Projekt AGB 2011/003 zur Berechnung des charakteristischen Werts der Bremskraft erarbeitete Modell konnte bestätigt und auf eine zuverlässige experimentelle Grundlage gestellt werden.

Umsetzung:

Das Forschungsprojekt zeigt das Vorgehen für die Beurteilung des dynamischen Verhaltens schwimmend gelagerter Brücken bei Anregung durch Bremskräfte sehr detailliert auf und dokumentiert dieses mit umfangreichen experimentellen Daten. Damit liegt für die Praxis ein Verfahren vor, welches die Beurteilung von schwimmend gelagerten Brücken erlaubt, die durch die in den Normen berücksichtigten Parameter nicht oder nur unvollständig abgedeckt sind.

weitergehender Forschungsbedarf:

Das Folgeprojekt BGT_20_02D_01 soll abklären, ob stockender Verkehr mit spontan gebildeten Konvois schwerer Lastfahrzeuge, die mit 30 - 40 km/h bremsen, für den charakteristischen Wert der Bremskraft massgebend werden kann. Das in den Versuchen an der Brücke beobachtete nicht-lineare Verhalten, die höhere Steifigkeit und der Unterschied je nach Belastungsrichtung konnten nicht abschliessend erklärt werden. Versuche an weiteren schwimmend gelagerten Brücken wären wünschenswert.

Einfluss auf Normenwerk:

Aufgrund der Resultate dieses Forschungsprojekts konnten die verwendeten Modelle und Vorgaben im aktuellen Normenwerk für den charakteristischen Wert der Bremskraft bestätigt werden. Allenfalls ergibt sich ein Bedarf für Anpassungen aus dem Folgeprojekt BGT_20_02D_01.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Ganz

Vorname: Hans Rudolf

Amt, Firma, Institut: GANZ Consulting

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

