

Institut für Baustoffe und Konstruktion, Fachgebiet Holzbau

Ein Beitrag zum Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Fußgängerbrücken aus Holz

Patricia Hamm

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor- Ingenieurs
genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Franz Valentin

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger

2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harry Grundmann

Die Dissertation wurde am 12.05.2003 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 11.09.2003 angenommen.

Zusammenfassung:

In dieser Arbeit werden Berechnungen und Schwingungsmessungen an zwei BSH- Trägern und 17 Fußgängerbrücken aus Holz durchgeführt und ausgewertet, mit dem Ziel, die Dämpfungseigenschaften von Holzbrücken und die resultierende, vertikale Brückenbeschleunigung infolge eines Fußgängers genauer zu erfassen. Die Auswirkung der örtlichen Veränderung des Kraftangriffspunktes wird mit einem FE- Programm an Ein-, Zwei- und Dreifeldträgern berechnet. Im experimentellen Teil werden die Brücken durch einen dafür konstruierten Schwingungserreger und durch darüber gehende und laufende Personen angeregt. Dadurch kann die Dämpfung mit zwei unterschiedlichen Verfahren - der Ausschwingkurve und der Resonanzkurve - berechnet werden. Die gewonnenen Dämpfungswerte werden je nach Tragsystem der Brücke sortiert, so dass eine sinnvolle Mittelwertbildung der Werte möglich ist. Als Ergebnis können Empfehlungen für die Dämpfungswerte von Fußgängerbrücken aus Holz und ein Berechnungsvorschlag für die vertikale Brückenbeschleunigung angegeben werden.

Summary:

In order to get the damping constant of wooden footbridges and the resulting vertical bridge acceleration caused by a pedestrian, calculations and dynamic tests at two glued laminated beams and 17 wooden footbridges have been performed. The effect, that the pedestrian is crossing the bridge and not acting at the same place is investigated with the help of a finite element method.

In the experimental part the bridges are excited by crossing pedestrians and by a mechanical exciter. This exciter was designed and constructed specifically for this work. The damping constant of the bridges can be calculated in two different ways: the decreasing vibration and the resonance curve. The damping constants are sorted by the type of the bridges, so that calculating the mean value makes sense. The result is a table with recommendations for the damping constant of wooden footbridges depending on the type of the bridge and a formula to calculate the resulting vertical bridge acceleration due to one pedestrian.

Vorwort:

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 1998 bis 2003 während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Assistentin am Fachgebiet Holzbau, Institut für Baustoffe und Konstruktion an der Technischen Universität München.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger für die stets wohlwollende Förderung meiner Forschungstätigkeit und die wertvollen Anregungen, welche wesentlich zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harry Grundmann danke ich für sein Interesse an dieser Arbeit und für die Übernahme des Koreferats ganz herzlich.

Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Franz Valentin bedanke ich mich für die Übernahme des Vorsitzes bei der Prüfungskommission.

Für die stets freundliche und hilfsbereite zur Verfügung Stellung der Pläne und Daten von Brücken danke ich ganz herzlich Herrn Dipl.-Ing. Frank Miebach, Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co., Schwäbisch Hall-Sulzdorf.

Außerdem möchte ich mich an dieser Stelle bei Herrn Dipl.-Ing. Jürgen Pohlmann, Grossmann Bau GmbH & Co. KG, Rosenheim, für die gute Zusammenarbeit und die zur Verfügung Stellung der Versuchsträger bedanken.

Für die Überlassung der Versuchsdaten danke ich der Holzforschung der Technischen Universität München, und hier ganz besonders Frau Dipl.-Ing. Julia Denzler für die kritische Durchsicht der Arbeit.

Meinem Mann, Dipl.-Ing. Thomas Hamm danke ich ganz herzlich für seine unendliche Geduld und Hilfe beim Entwurf und Bau des Schwingungserregers.

Dipl.-Ing. Michael Putz, Dipl.-Ing. Andreas Tatus, Dipl.-Ing. Simon Neif und Dipl.-Ing. Dierk Bergmaier danke ich ganz herzlich für ihre Hilfe bei der Durchführung der Messungen und die gute Zusammenarbeit im Rahmen ihrer Diplomarbeiten.

Ein aufrichtiger Dank gilt auch allen Mitarbeitern des Materialprüfungsamtes, die mir bei den Fragen zur Messtechnik weiter geholfen haben.

Meinen Kollegen und Kolleginnen am Fachgebiet Holzbau, Herrn Dipl.-Ing. Andreas Scholz, Herrn Dr.-Ing. Robert Spengler, Frau Birgit Wehn und Frau Beate Haußer danke ich für Ihre stets vorhandene Hilfsbereitschaft und das äußerst angenehme Arbeitsklima.

München, im November 2003

Patricia Hamm

1	Einleitung	S. 1
1.1	Allgemeines	S. 1
1.2	Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	S. 1
2	Auswertung von in der Literatur beschriebenen Schwingungsmessungen an bestehenden Brücken	S. 3
3	Grundlagen der Bauwerksdynamik	S. 9
3.1	Der lineare Einmassenschwinger	S. 9
3.1.1	Die freie, ungedämpfte Schwingung	S. 9
3.1.2	Die freie, gedämpfte Schwingung	S. 11
3.1.3	Der lineare Einmassenschwinger mit harmonischer Anregung	S. 12
3.2	Die Balkenschwingung	S. 15
3.2.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen	S. 15
3.2.2	Ersatzsystem zur Berechnung der erzwungenen Balkenschwingung	S. 16
4	Von Fußgängern erzeugte dynamische Lasten	S. 18
4.1	Vertikaler Kraftverlauf beim Gehen und Laufen	S. 18
4.2	Einfluss der örtlichen Bewegung der dynamischen Last	S. 21
4.2.1	Modalanalyse	S. 21
4.2.2	Darstellung der Last als Impuls	S. 22
4.3	Einfluss der Brückeneigenschaften	S. 26
4.3.1	Einfluss des statischen Systems auf das Schwingungsverhalten	S. 26
4.3.1.1	Zweifeldträger	S. 26
4.3.1.2	Dreifeldträger	S. 27
4.3.2	Einfluss der Spannweite auf das Schwingungsverhalten	S. 30
4.3.3	Einfluss der Dämpfung auf das Schwingungsverhalten	S. 31
5	Die Dämpfung von Baukonstruktionen	S. 34
5.1	Allgemeines	S. 34
5.2	In der Literatur bekannte Dämpfungswerte	S. 36
5.3	Versuche zur Bestimmung der Dämpfung	S. 38
5.3.1	Direkte Dämpfung durch die dynamische Hysterese	S. 38
5.3.2	Indirekte Dämpfung durch den Ausschwingversuch	S. 39
5.3.3	Indirekte Dämpfung durch die Resonanzkurve	S. 40
6	Der mechanische Schwingungserreger	S. 42
6.1	Notwendigkeit von Schwingungsmessungen	S. 42
6.2	Notwendigkeit eines Schwingungserregers	S. 43
6.2.1	Ambiente Schwingungsmessungen	S. 43

6.2.2	Messungen mit künstlicher Anregung	S. 44
6.3	Unterschiedliche Arten eines Schwingungserregers	S. 45
6.4	Aufbau und Grenzen des Schwingungserregers	S. 47
6.4.1	Aufbau des Schwingungserregers	S. 47
6.4.2	Kräfte des Schwingungserregers	S. 48
6.5	Überprüfung des Schwingungserregers	S. 50
7	Auswertung und Ergebnisse der Messungen mit dem Schwingungserreger	S. 52
7.1	Durchführung und Auswertung der Messungen	S. 52
7.1.1	Eigenfrequenz	S. 52
7.1.2	Einschwingvorgang	S. 59
7.1.3	Schwebungen	S. 63
7.1.4	Ausschwingvorgang	S. 66
7.1.4.1	Harmonische Anregung	S. 66
7.1.4.2	Impulsanregung	S. 70
7.1.5	Dämpfung	S. 76
7.2	Darstellung der Resonanzkurven	S. 77
7.2.1	Übersicht über die gemessenen Träger und Brücken	S. 79
7.2.2	BSH- Träger	S. 80
7.2.3	Biegeträger- Brücken	S. 82
7.2.4	Fachwerk- Brücken	S. 83
7.2.5	Pylon- Brücken mit kurzen Seilen	S. 84
7.2.6	Pylon- Brücken mit langen Seilen	S. 85
7.2.7	Unterspannte Brücken	S. 86
7.3	Erklärungen zu den Resonanzkurven	S. 87
7.3.1	Beobachtungen an den Resonanzkurven	S. 87
7.3.2	Nicht- Lineares Materialverhalten am Beispiel der BSH- Träger	S. 90
7.4	Folgerungen für die Ermittlung der Dämpfung	S. 98
7.4.1	Ausschwingversuche	S. 98
7.4.2	Resonanzkurve	S. 99
7.4.3	Ergebnis für die Berechnung der Dämpfung	S. 99
7.5	Ergebnisse aus den Messungen mit dem Schwingungserreger	S. 99
8	Anteil der Verbindungsmittel an der Dämpfung	S. 102
8.1	Versuchsaufbau und Durchführung	S. 102
8.2	Ergebnisse	S. 103
8.2.1	Dämpfungsverhalten von Stabdübeln und Schrauben	S. 103
8.2.2	Dämpfungsverhalten von innerer und äußerer Reibung	S. 105

9	Messungen mit Fußgängern	S. 107
9.1	Messungen an Fußgängerbrücken aus Holz	S. 107
9.2	Messungen bei Anregung der zweiten Eigenform	S. 111
10	Berechnungsvorschlag für die Brückenbeschleunigung infolge eines Fußgängers	S. 114
11	Zusammenfassung	S. 118
12	Literatur	S. 120
	Anhang A1 Darstellung der Resonanzkurven	Anhang 1
A1.1	Überblick	Anhang 1
A1.2	BSH- Träger	Anhang 2
A1.3	Biegeträger- Brücken	Anhang 3
A1.4	Fachwerk- Brücken	Anhang 7
A1.5	Pylon- Brücken mit kurzen Seilen	Anhang 11
A1.6	Pylon- Brücken mit langen Seilen	Anhang 13
A1.7	Unterspannte Brücken	Anhang 15
	Anhang A2 Messschriebe für Überqueren der Brücke durch einen Fußgänger	Anhang 16
A2.1	Überblick	Anhang 16
A2.2	BSH- Biegeträger- Brücken	Anhang 17
A2.3	Blockverleimte Biegeträger- Brücken	Anhang 19
A2.4	Fachwerk- Brücken	Anhang 20
A2.5	Pylon- Brücken mit kurzen Seilen	Anhang 25
A2.6	Pylon- Brücken mit langen Seilen	Anhang 27
A2.7	Unterspannte Brücken	Anhang 29
	Anhang A3 Tabelle der Dämpfungswerte aus den Versuchen	Anhang 30

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Fußgängerbrücken können durch darüber gehende Personen zu Schwingungen angeregt werden. Diese Schwingungen sind in erster Linie Gegenstand des Gebrauchstauglichkeitsnachweises. Auf der Brücke anwesende Personen können sich durch diese Schwingungen unwohl fühlen, wenn die Schwingungsamplituden ein bestimmtes Maß überschreiten. Dieses Maß, auch mit Toleranzgrenze bezeichnet, variiert von Person zu Person, da die Schwingungen subjektiv und unterschiedlich wahrgenommen und bewertet werden. In extremen Fällen können die Benutzer das Vertrauen in das Bauwerk verlieren.

Die Tatsache, dass Fußgänger dynamische Lasten abgeben und damit die Brücken zu Schwingungen anregen, ist schon länger bekannt. Warum werden dann die fußgänger- induzierten Schwingungen erst in neuerer Zeit als „Problem“ angesehen? Dafür gibt es zwei Gründe: Erstens sollen Fußgängerbrücken immer mehr auch ästhetischen Ansprüchen genügen. Das bedeutet in vielen Fällen, dass die Brücken so schlank wie möglich ausgeführt werden sollen. Der Einsatz von neuen Rechenmethoden und Materialien, wie z. B. hochfester Beton oder Stahl hoher Festigkeit, ermöglichen dies. Die Folgen sind eine geringe Steifigkeit und eine niedrige Eigenfrequenz der Brücke. Wird die Frequenz so niedrig, dass sie in den Bereich der Schrittfrequenz der Fußgänger fällt, tritt Resonanz auf. In diesem Fall werden die statischen Durchbiegungen – je nach Dämpfung – um das 30- bis 100- fache vergrößert. Ein zweiter Grund für das vermehrte Auftreten von als unangenehm empfundenen Schwingungen ist die Verwendung von leichteren Materialien, z. B. Holz oder Aluminium. Da im Resonanzfall die mitschwingende Masse der Brücke indirekt proportional bei der Berechnung der Brückenschwingung eingeht, gilt: Je leichter eine Brücke ist, umso größer sind die Schwingungsamplituden.

Die meisten Bauherren wissen, dass Fußgängerbrücken zu Schwingungen angeregt werden können. Ihnen stellt sich nun die Frage, ob die von ihnen geplante Brücke die Toleranzgrenzen bezüglich der Schwingungen überschreitet oder nicht. Bis vor kurzem gab es in Deutschland keine Norm, in welcher die Berechnung der Brückenschwingungen mit zugehörigem Grenzwert geregelt ist. Erst 1997 wurde mit dem Eurocode 5, Teil 2 [Norm EC5] ein Berechnungsverfahren eingeführt. Der Eurocode 5 gilt zwar nur für die Berechnung von Holzbauwerken, der einzige materialspezifische Faktor ist aber die Dämpfung. Die Formeln können deshalb mit Kenntnis der jeweiligen Dämpfungskonstanten auf andere Materialien übertragen.

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Die gerade erwähnte Dämpfungskonstante ist ein zentraler Punkt dieser Arbeit. Im Eurocode 5 sind folgende Werte angegeben: Das Lehr'sche Dämpfungsmaß für Holzkonstruktionen ohne mechanische Verbindungsmitteln darf zu 1,0 %, für Holzkonstruktionen mit mechanischen Verbindungsmitteln zu 1,5 % angenommen werden. Diese beiden Werte wurden durch Versuche ermittelt, wobei eine Person die Brücke durch einen Sprung angeregt hat und anschließend die Abklingkurve gemessen worden ist. Das Ergebnis dieser Versuche ist somit nicht die Dämpfung der Brücke allein, sondern die Dämpfung der Kombination Brücke – Testperson.

Die Dämpfungskonstante für Holz ist – im Vergleich zu anderen Materialien – bis jetzt noch wenig untersucht worden. Deswegen ist es ein Ziel dieser Arbeit, diese, für die Schwingungsberechnungen sehr wichtige Konstante, an bestehenden Holzbrücken zu messen. So wird die Dämpfung an zwei BSH-Trägern und 17 Brücken unterschiedlicher Tragsysteme gemessen. Zum Einsatz kommen zwei unterschiedliche Verfahren: die Messung der Dämpfung über die Abklingkurve und über die Resonanzkurve (vgl. Kapitel 5 und 7).

In den Kapiteln 2 und 3 werden Ergebnisse aus der Literatur zu bereits durchgeführten Schwingungsmessungen an Fußgängerbrücken zusammengestellt bzw. Grundlagen der Bauwerksdynamik aufgeführt. Kapitel 4 führt in den Ansatz der dynamischen Last ein, die ein Fußgänger beim Gehen und Laufen auf den Untergrund abgibt. Des Weiteren beschäftigt sich Kapitel 4 mit dem sich fortbewegenden Fußgänger und dem Einfluss des Wanderns der Last auf die Antwort der Brücke.

In Kapitel 6 wird zunächst die Notwendigkeit von Schwingungsmessungen an bestehenden Bauwerken diskutiert. Außerdem wird hinterfragt, ob ein Schwingungserreger zur Messung der Dämpfung an bestehenden Brücken erforderlich ist. Der im Rahmen dieser Arbeit entworfene und konstruierte Schwingungserreger wird anschließend beschrieben. Sein Aufbau sowie seine Funktionsweise werden erläutert. Kapitel 7 beinhaltet die Auswertung und die Ergebnisse der Messungen mit dem Schwingungserreger sowie eine Tabelle mit den gemessenen Dämpfungswerten für die Brücken unterschiedlicher Systeme. Der Einfluss der Verbindungsmittel auf die Dämpfung wird anhand von Versuchen an nachgiebig miteinander verbundenen BSH-Trägern in Kapitel 8 untersucht und beschrieben.

In Kapitel 9 werden die Ergebnisse der Messungen mit den Fußgängern vorgestellt.

Ein Berechnungsvorschlag für die resultierende Brückenbeschleunigung infolge eines Fußgängers mit Angabe von Empfehlungen für die Dämpfung von Holzbrücken folgt in Kapitel 10. Im letzten Kapitel, Kapitel 11, findet sich eine Zusammenfassung der Arbeit.

In dieser Arbeit werden ausschließlich vertikale Brückenschwingungen infolge eines Fußgängers behandelt ohne Berücksichtigung der Interaktion der Brückenschwingung und des Verhaltens der Fußgänger. Winderregte Schwingungen sowie Ermüdungsprobleme werden hier nicht angesprochen.

2 Auswertung von in der Literatur beschriebenen Schwingungsmessungen an bestehenden Brücken

Die Fachliteratur bietet viele Beiträge, in denen Schwingungsmessungen an Fußgängerbrücken beschrieben werden. Insgesamt wurden Messungen an 106 Fußgängerbrücken unterschiedlicher Materialien und Tragkonstruktionen gefunden. Die Texte wurden ausgewertet und im Rahmen der Diplomarbeit [lämmle 2002] in Tabellen zusammengefasst. Bei den Brücken handelt es sich um 2 Aluminium-, 3 Kunststoff-, 9 Holz-, 13 Stahlbeton- Verbund-, 33 Beton- bzw. Spannbeton- und 46 Stahl- Brücken. Nach Tragsystemen sortiert ergibt sich folgende Aufstellung: 1 unterspannte Brücke, 1 Gelenkträger, 2 Bogenbrücken, 3 Spannbandkonstruktionen, 21 Schrägseil- und Hängebrücke, ebenso 21 Einfeldträger und 57 Durchlauf- und Mehrfeldträger, vgl. Bild 2.1. Zu den Mehrfeldträgern ist zu sagen, dass nicht bei allen Beschreibungen eindeutig festgestellt werden konnte, ob es sich um einen Durchlauf-, einen Gelenkträger oder mehrere Einfeldträger handelt. Diese Brücken sind in den Tabellen 2.1 bis 2.6 *kursiv* gedruckt.

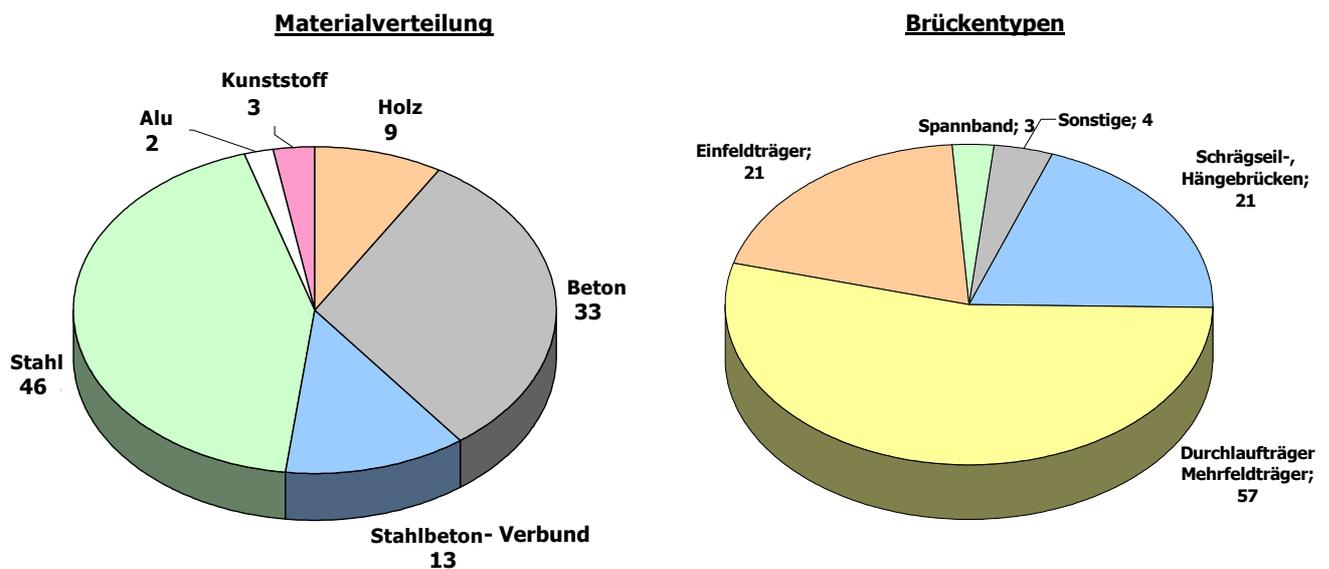


Bild 2.1 Materialverteilung und Tragkonstruktionen der ausgewerteten Brücken, nach [lämmle 2002]

Die Tabellen 2.1 bis 2.6 sind nach dem Material der Brücke sortiert. Sie geben das statische System der Brücken an, die Zahl der Felder und die max. Spannweite. Sofern in den Originaltexten erwähnt, sind die Eigenfrequenzen der ersten beiden vertikalen Eigenformen und die der ersten horizontalen Eigenform angegeben. Die Werte für Beschleunigungen und Auslenkungen sind nicht ohne Weiteres vergleichbar, da die Brücken bei den Messungen auf unterschiedliche Weisen angeregt wurden: durch Windanregung, Gehen, Laufen, Schaukeln oder mit einem mechanischen Erreger. Ferner wurden in einigen Texten Extremwerte angegeben, in anderen Durchschnittswerte oder beispielhafte Messdaten. Auf welche Weise

die Dämpfung ermittelt wurde, ist in den Beiträgen nur selten genauer beschrieben. In manchen Artikeln werden Ausschwingversuche erwähnt, bei denen die Brücke zuvor von Personen aufgeschaukelt wurde. Tabellen 2.1 bis 2.6 sind der Diplomarbeit [Iämmle 2002] entnommen; die mit (*) gekennzeichneten Brücken wurden am Fachgebiet Holzbau der TU München gemessen.

Daten: Holzbrücken					Messung					
Name	Brückentyp	Material	Anzahl der Felder	Größte Spannweite [m]	Eigenfrequenz			Beschleunigung [m/s ²]	Auslenkung [mm]	Dämpfung [%]
					f _{1V} [Hz]	f _{2V} [Hz]	f _{2H} [Hz]			
Pullach*	Durchlaufträger	Holz	3	12,5	4,05	-	-	0,18	0,27	3,3
Hölzerner Steg*	Durchlaufträger	Holz	3	52	3,81	-	-	0,05	0,08	0,7
Ampersteg*	Durchlaufträger	Holz	3	25	5,2	-	-	0,08	0,07	1,5
Hämeenlinna	Einfeldträger	Holz	1	18	4,6	-	5	0,3	0,36	1
Allershausen*	Einfeldträger	Holz	1	40,2	4,5	-	-	0,14	0,18	1,5
Moosing*	Einfeldträger	Holz	1	39,6	2,9	-	-	-	-	0,7
Ansbach*	Schrägschleppbrücke	Holz	3	40	2,25	-	-	0,18	0,90	1,3
Simmebrücke	Durchlaufträger	Holz	3	54	2,38	2,94	1,66	1,3	5,81	2,1
Essing*	Spannband	Holz	4	73	1	1,7	-	0,13	3,29	1

Tabelle 2.1 Daten und Messergebnisse der beschriebenen Holzbrücken

Daten: Betonbrücken					Messung					
Name	Brückentyp	Material	Anzahl der Felder	Größte Spannweite [m]	Eigenfrequenz			Beschleunigung [m/s ²]	Auslenkung [mm]	Dämpfung [%]
					f _{1V} [Hz]	f _{2V} [Hz]	f _{2H} [Hz]			
-	Spannband	Beton	1	34	2,34	3,58	-	-	-	-
Cale Street	Durchlaufträger	Beton	10	26	2,4	-	-	0,66	2,9	0,41
Hardy Street	Durchlaufträger	Beton	13	48,3	1,9	-	-	0,31	2,2	1,11
Kwinina Freeway	Mehrfeldträger	Beton	24	15,5	4,5	-	-	0,67	0,84	0,51
Mount Eliza	Durchlaufträger	Beton	7	26	1,3	-	-	0,08	1,2	1,15
Ogilvie Road	Mehrfeldträger	Beton	11	16,4	4,4	-	-	0,92	1,2	0,65
Powis Street	Mehrfeldträger	Beton	10	17	4	-	-	0,76	1,2	0,78
Rivervale	Mehrfeldträger	Beton	4	17,5	4,6	-	-	0,67	0,8	0,48
Rossmoyne	Durchlaufträger	Beton	3	33,5	2,1	-	-	0,37	2,1	1,91
Edgarwater	Mehrfeldträger	Beton	6	56	-	-	-	-	-	-
Early Station	Einfeldträger	Beton	1	-	3,12	-	-	-	-	-
AYR	Durchlaufträger	Beton	3	43,6	3,11	-	-	-	-	-
Wetherby	Durchlaufträger	Beton	3	50,7	2,62	-	-	-	-	-
Bury New Road	Durchlaufträger	Beton	3	37,8	2,21	-	-	-	-	-
Brackendale Rd	Durchlaufträger	Beton	3	36,8	2,82	-	-	-	-	-
Cottesmore	Durchlaufträger	Beton	3	33,6	1,89	-	-	-	-	-
Cripplegate	Durchlaufträger	Beton	5	-	2,7	-	-	-	-	-

Tabelle 2.2 Daten und Messergebnisse der beschriebenen Betonbrücken

Daten: Stahlbeton- Verbund- Brücken					Messung					
Name	Brückentyp	Material	Anzahl der Felder	Größte Spannweite [m]	Eigenfrequenz			Beschleunigung [m/s ²]	Auslenkung [mm]	Dämpfung [%]
					f _{1V} [Hz]	f _{2V} [Hz]	f _{2H} [Hz]			
Ismaning*	Einfeldträger	Stb- Verbund	1	13,3	5,7	-	-	0,6	0,47	0,48
-	Einfeldträger	Stb- Verbund	1	29,3	2,44	8,55	-	2,05	8,72	0,71
-	Einfeldträger	Stb- Verbund	1	20	3,64	13,21	-	-	-	-
Mount Ku-ring-gai	Schrägschleppbrücke	Stb- Verbund	1	73,5	2	-	-	0,51	3,23	1,05
Kalgoorlie Street	Mehrfeldträger	Stb- Verbund	8	21,8	3,3	-	-	1,59	3,7	1,27
Lawley Street	Mehrfeldträger	Stb- Verbund	9	17,8	2,9	-	-	0,90	2,7	0,95
Modillion Avenue	Mehrfeldträger	Stb- Verbund	6	17,8	3,6	-	-	1,02	2	1,51
Wilson	Mehrfeldträger	Stb- Verbund	10	20,4	3,9	-	-	1,50	2,5	0,88
-	Durchlaufträger	Stb- Verbund	4	25,1	2,46	-	-	1,2	5,02	0,2

Tabelle 2.3 Daten und Messergebnisse der beschriebenen Stahlbeton- Verbund- Brücken

Daten: Stahlbrücken					Messung					
Name	Brückentyp	Material	Anzahl der Felder	Größte Spannweite [m]	Eigenfrequenz			Beschleunigung [m/s ²]	Auslenkung [mm]	Dämpfung [%]
					f _{1V} [Hz]	f _{2V} [Hz]	f _{2H} [Hz]			
Frankwell Brücke	Hängebrücke	Stahl	3	48	1.92	-	-	1.03	-	0.38
-	Hängebrücke	Stahl	1	57	1.63	-	-	-	-	0.5
-	Stabbogenbrücke	Stahl	3	110	1.8	-	1.1	-	-	-
Saanebrücke	Schrägselbrücke	Stahl	2	58.8	1.2	2.5	-	-	-	-
Ständlerstraße*	Durchlaufträger	Stahl	4	18.9	3.61	3.66	2.9	0.12	0.23	1.3
Zirndorf*	Durchlaufträger	Stahl	8	13.8	7.26	9.65	2.66	0.2	0.10	0.9
Föhning*	Einfeldträger	Stahl	1	42	1.95	-	-	0.56	3.73	0.75
M.O.C.*	Einfeldträger	Stahl	1	24	3.7	5.9	-	0.2	0.37	0.37
Weiden*	Hängebrücke	Stahl	1	80	2.36	2.86	-	0.7	3.18	1.5
Schenkendorfstr.*	Hängebrücke	Stahl	1	70	0.9	2	-	0.25	7.82	0.48
Deutsches Museum*	Hängebrücke	Stahl	1	35	1.75	1.95	-	0.55	4.55	4
Allmandring	Einfeldträger	Stahl	1	34	-	-	-	-	-	-
Dolenw	Hängebrücke	Stahl	1	50	1.05	1.22	1.67	-	-	2.68
Drahtbrücke	Hängebrücke	Stahl	1	80.9	-	-	0.68	-	23	3
Enzsteg 2	Hängebrücke	Stahl	1	88.4	0.4	0.5	-	0.75	-	1.6
Fröttmaning	Hängebrücke	Stahl	3	80	2.05	-	-	0.5	3	0.95
Fuldabrücke	Einfeldträger	Stahl	1	70	1.02	-	-	0.48	11.6	0.7
Balgowlah Brücke	Durchlaufträger	Stahl	2	30.2	3.5	-	-	-	-	-
Sutherland Brücke	Durchlaufträger	Stahl	2	32.7	2.6	-	-	-	-	-
Normanhurst Brücke	Einfeldträger	Stahl	1	32.8	2.8	-	-	-	-	-
Glacisbrücke	Spannband	Stahl	3	76	1.2	1.3	-	0.6	10.55	1.4
-	Hängebrücke	Stahl	1	35	2.08	2.15	1.25	2.18	12.76	1
Überführung	Durchlaufträger	Stahl	2	40.1	2.4	-	-	-	-	-
-	Schrägselbrücke	Stahl	2	134	0.7	1.4	0.9	0.3	16	-
Sheffield	Hängebrücke	Stahl	1	35	3.36	5.99	-	0.11	0.25	0.59
North Strathfield	Schrägselbrücke	Stahl	1	67.55	2	2.8	-	0.47	2.98	0.88
River Wharfe Brücke	Gelenkträger	Stahl	3	50.5	2.62	-	-	1.22	4.5	0.27
Bassendean	Einfeldträger	Stahl	1	21	3.9	-	-	3.84	6.4	2.23
Blind School	Mehrfeldträger	Stahl	6	18.5	3.5	-	-	2.13	4.4	1.46
Cottesloe	Mehrfeldträger	Stahl	2	24.8	3	-	-	2.95	8.3	1.75
Curtin Avenue	Mehrfeldträger	Stahl	2	19	3.2	-	-	3.03	7.5	0.88
Dean Street	ebener Bogen	Stahl	5	-	2.8	-	-	3.06	9.9	0.88
Leeder Street	Hängebrücke	Stahl	3	10.6	1.8	-	-	1.36	10.6	1.27
Melville	Mehrfeldträger	Stahl	10	18.3	4.2	-	-	6.96	10	0.43
Oxford Street	Schrägselbrücke	Stahl	6	38.1	1.8	-	-	1.50	11.7	1.51
Stock Road	Mehrfeldträger	Stahl	4	13.7	8.1	-	-	1.55	0.6	0.24
Meidaimae	Mehrfeldträger	Stahl	-	20.40	4.00	-	-	0.57	0.90	1.5
Shibuya I-Chome	Mehrfeldträger	Stahl	-	30.70	2.83	-	-	0.12	0.38	1
Shibuya East Exit	Mehrfeldträger	Stahl	-	40.30	2.51	-	-	0.57	2.29	0.4
Shibuya West	Mehrfeldträger	Stahl	-	48.50	2.09	-	-	0.23	1.33	0.8
-	Schrägselbrücke	Stahl	2	45	2.12	-	-	1.1	6.20	0.5
Millennium Bridge	Hängebrücke	Stahl	3	144	1.15	1.54	0.48	1,96Hori	-	0.6

Tabelle 2.4 Daten und Messergebnisse der beschriebenen Stahlbrücken

Daten: Aluminiumbrücken					Messung					
Name	Brückentyp	Material	Anzahl der Felder	Größte Spannweite [m]	Eigenfrequenz			Beschleunigung [m/s ²]	Auslenkung [mm]	Dämpfung [%]
					f _{1V} [Hz]	f _{2V} [Hz]	f _{2H} [Hz]			
Ploching*	Einfeldträger	Alu	1	14.3	3.8	-	-	0.8	1.40	1
Ettlinger Brücke*	Durchlaufträger	Alu	3	20	6.7	7.1	-	1.7	0.96	0.74

Tabelle 2.5 Daten und Messergebnisse der beschriebenen Aluminiumbrücken

Daten: Kunststoffbrücken					Messung					
Name	Brückentyp	Material	Anzahl der Felder	Größte Spannweite [m]	Eigenfrequenz			Beschleunigung [m/s ²]	Auslenkung [mm]	Dämpfung [%]
					f _{1V} [Hz]	f _{2V} [Hz]	f _{2H} [Hz]			
Falzbach geklebt	Einfeldträger	Kunststoff	2	12,5	11,6	-	-	-	-	3,07
Falzbach Bolzen	Einfeldträger	Kunststoff	2	12,5	11,9	-	-	-	-	2,47
Mehrzweckbrücke	untersp.Träger	Kunststoff	1	12,2	-	-	-	-	-	-

Tabelle 2.6 Daten und Messergebnisse der beschriebenen Kunststoffbrücken

Bild 2.2 zeigt einen Überblick über die Eigenfrequenzen der ersten vertikalen Eigenform der Brücken. Die durchschnittliche Eigenfrequenz liegt bei 3,18 Hz, der größte Balken im Diagramm ist bei 2,5 Hz zu finden. D. h., dass die wenigen Brücken mit höheren Frequenzen (der letzte Balken beinhaltet alle Frequenzen größer als 6 Hz) den Durchschnitt nach oben verschieben. Daraus lässt sich aber nicht folgern, dass die Durchschnitts- Eigenfrequenz von Fußgängerbrücken in dieser Größenordnung liegt, vielmehr wurden diese Brücken untersucht und beschrieben, weil die Eigenfrequenz nahe bei der üblichen Schrittfrequenz für Gehen liegt, nämlich nahe 2,0 Hz.

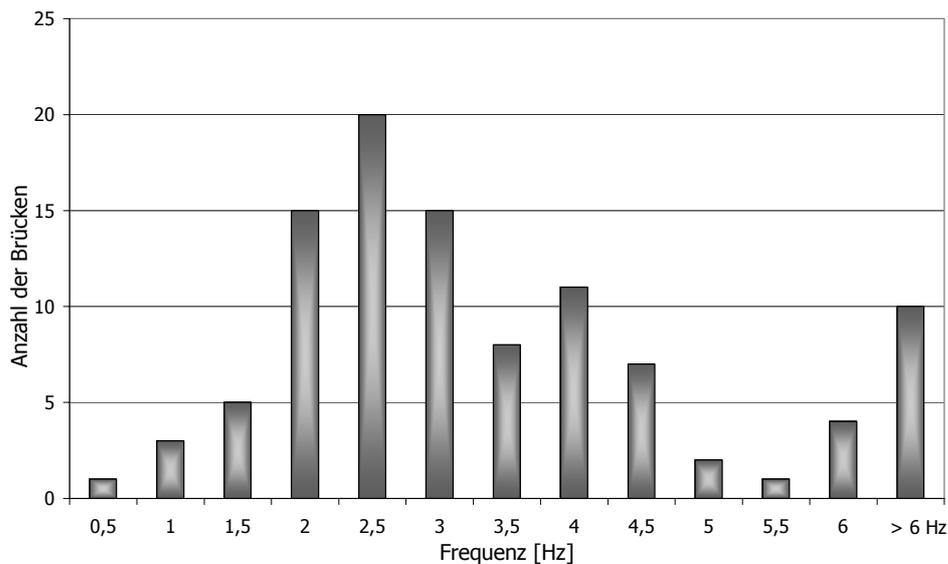


Bild 2.2 Verteilung der Eigenfrequenz der ersten vertikalen Eigenform, aus [lämmle 2002]

Bild 2.3 zeigt den Zusammenhang zwischen der maximalen Spannweite und der Eigenfrequenz der Brücken, aufgeschlüsselt nach den verwendeten Materialien.

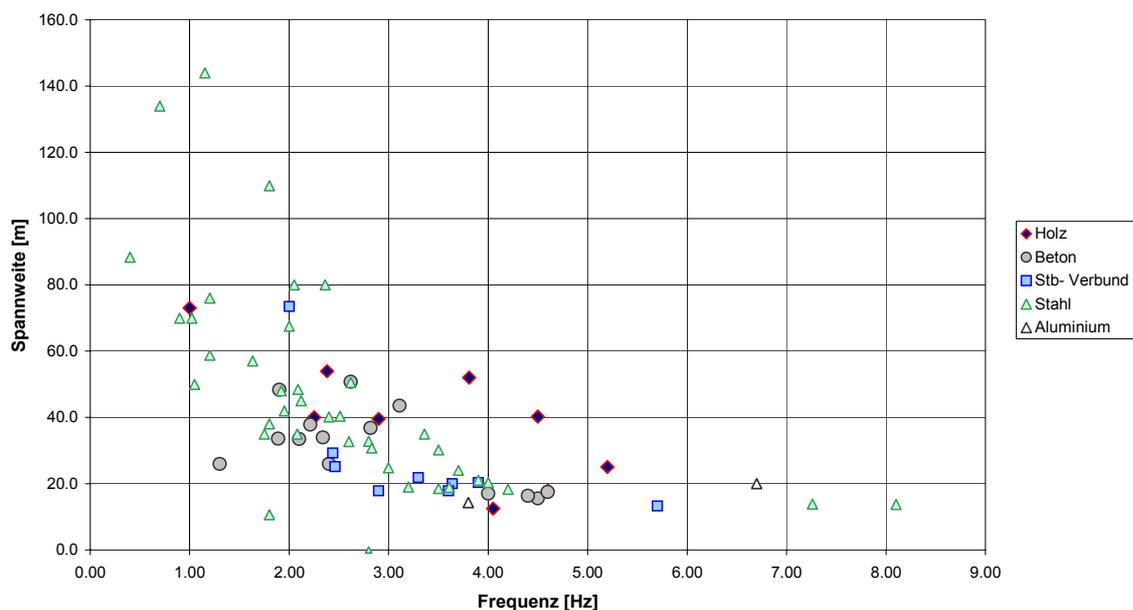


Bild 2.3 Zusammenhang zwischen Spannweite und Eigenfrequenz, aus [lämmle 2002]

Einen Überblick über die gemessene Dämpfung, erst von allen Brücken, dann aufgeschlüsselt nach den Materialien der Brücken, zeigen die Bilder 2.4 und 2.6. Zum Vergleich zeigt Bild 2.5 die Ergebnisse aus den Versuchen von Bachmann, [bachmann 1988-beton].

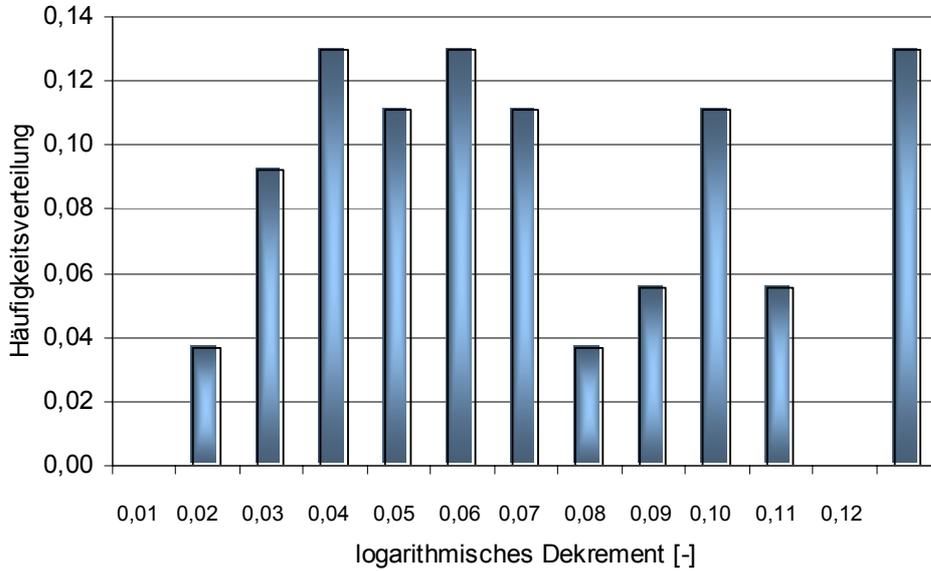


Bild 2.4 Verteilung des logarithmischen Dekrements der ausgewerteten Brücken, aus [lämmler 2002]

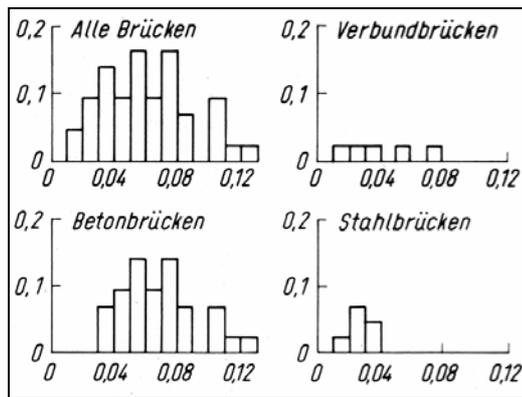


Bild 2.5 Verteilung des logarithmischen Dekrements, aus [bachmann 1988-beton]

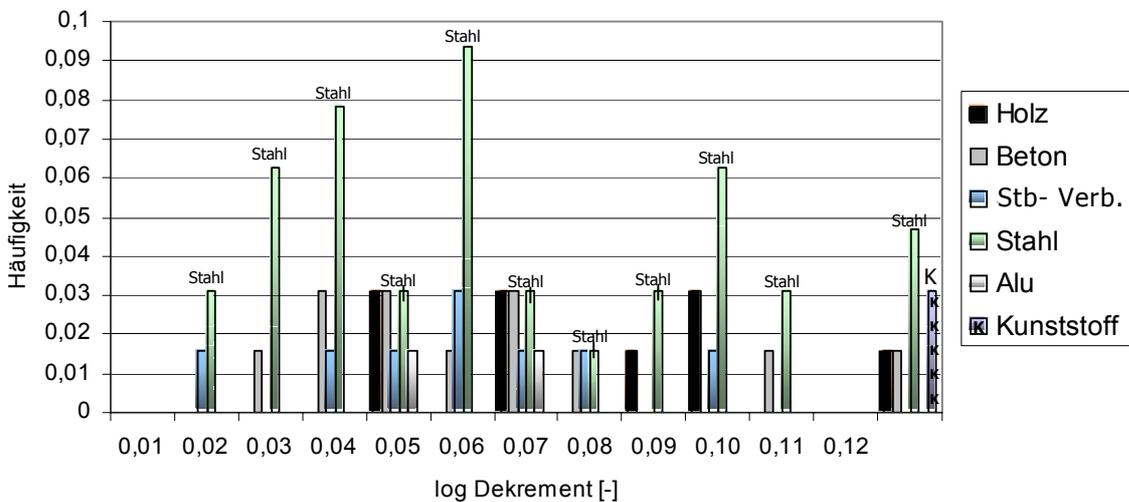


Bild 2.6 Verteilung des logarithmischen Dekrements aufgeschlüsselt nach Material, aus [lämmler 2002]

Es wurde versucht, aus der Datenmenge eine Schlussfolgerung auf die Schwingungsanfälligkeit und damit auf die zu erwartende Antwort der Brücke infolge der Anregung durch Personen zu ziehen. In weiteren Diagrammen wurde die Brückenbeschleunigung in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz, der Spannweite und der Dämpfung dargestellt, jeweils aufgeschlüsselt nach Material und statischem System der Brücken. Ein zuverlässiger Zusammenhang zwischen diesen Größen konnte bis jetzt nicht gefunden werden.

Das bedeutet, dass zur Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit einer Brücke im Planungszustand zwei Möglichkeiten zur Verfügung stehen: Falls eine weitgehend baugleiche, fertig gestellte Brücke bekannt ist, kann das Schwingungsverhalten von dieser Brücke auf die geplante übertragen werden. Anderenfalls können die zu erwartenden Schwingungsamplituden durch Berechnungen bestimmt werden. Das Ergebnis einer Berechnung kann aber nur so gut sein wie die Eingangsdaten. Somit setzt diese Methode gute Kenntnisse über die Baudynamik, die Einwirkungen infolge der Fußgänger und die Materialeigenschaften, insbesondere die Dämpfung, voraus.

3 Grundlagen der Bauwerksdynamik

3.1 Der lineare Einmassenschwinger

Das einfachste Modell zur Beschreibung von Schwingungen ist der lineare Einmassenschwinger (vgl. Bild 3.1). Er besteht aus einer Masse M , einer Feder mit der Steifigkeit K und einer Dämpfung R . Die Dämpfungskraft $R \cdot \dot{w}$ wird viskos angenommen, d. h. der momentanen Geschwindigkeit \dot{w} proportional. Auf den Einmassenschwinger wirkt eine harmonische Last $F(t) = F_0 \cdot \cos \Omega t$.

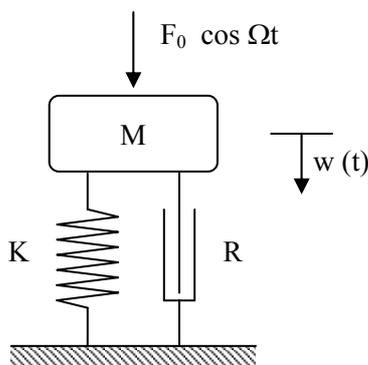


Bild 3.1 Einmassenschwinger

Der Unterschied zwischen einer statischen und einer dynamischen Berechnung ist, dass bei der Bildung des Kräftegleichgewichts für die dynamische Berechnung zusätzlich zu den statischen Kräften auch die d'Alembert'schen Trägheitskräfte, hier $M \cdot \ddot{w}$, angesetzt werden und dass sowohl die Einwirkung als auch die Reaktion von der Zeit abhängig sind. So führt das kinetische Kräftegleichgewicht am System des linearen, gedämpften Einmassenschwingers zu folgender Differentialgleichung der gedämpften, erzwungenen Schwingung unter harmonischer Anregung:

$$M \cdot \ddot{w} + R \cdot \dot{w} + K \cdot w = F_0 \cdot \cos \Omega t \quad (3.1)$$

3.1.1 Die freie, ungedämpfte Schwingung

Im einfachsten Fall sind sowohl die Einwirkung als auch die Dämpfung beim Einmassenschwinger gleich Null. Man spricht dann von der freien, ungedämpften Schwingung. Gleichung (3.1) wird dann auf eine homogene Differentialgleichung reduziert (vgl. z. B. [petersen 1996]):

$$M \cdot \ddot{w} + K \cdot w = 0 \quad (3.2)$$

Der Lösungsansatz lautet:

$$w(t) = A_1 \cdot \sin \omega t + A_2 \cdot \cos \omega t = w_0 \cdot (\sin \omega t - \varphi_0) \quad (3.3)$$

mit Eigenkreisfrequenz
$$\omega = 2\pi \cdot f_e = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad [1/s] \quad (3.4)$$

Federsteifigkeit	K	[N/m]	
Masse	M	[kg]	
Eigenschwingzeit = Periodendauer	$T = \frac{1}{f_e}$	[s]	(3.5)
Eigenfrequenz	f_e	[1/s]	
Auslenkung zur Zeit t=0	$w(0) = A_2$	[m]	
Geschwindigkeit zur Zeit t=0	$\dot{w}(0) = A_1 \cdot \omega$	[m/s]	
Amplitude der freien Schwingung	w_0	[m]	
Nullphasenwinkel	$\varphi_0 = \arcsin \frac{A_2}{w_0}$	[rad]	(3.6)

Wenn die Anfangsbedingungen Auslenkung $w(0)$ und Geschwindigkeit $\dot{w}(0)$ zur Zeit $t=0$ bekannt sind, ist auch die Gleichung für die Schwingung (3.3) bekannt.

Für diesen Einmassenschwinger wird eine Energiebetrachtung angestellt [eibl 1997]. Beim freien, ungedämpften Schwinger muss die Summe aus potentieller und kinetischer Energie stets konstant sein.

$$E_{\text{kin}} = E_{\text{pot}} \Rightarrow \frac{1}{2} \cdot M \cdot \dot{w}^2 = \frac{1}{2} \cdot K \cdot w^2 \Rightarrow M \cdot \omega^2 \cdot w^2 = K \cdot w^2 \quad (3.7)$$

$$\Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{K}{M}}, \text{ vgl. Gl. (3.4).}$$

Bezeichnet man die statische Auslenkung der Feder unter dem Gewicht der Masse M mit w_{stat} , so gilt

$$w_{\text{stat}} = \frac{M \cdot g}{K} \text{ und } M = \frac{w_{\text{stat}} \cdot K}{g}, \text{ mit } g = 9,81 \text{ m/s}^2 = \text{Erdbeschleunigung.} \quad (3.8)$$

Eingesetzt in die Frequenzgleichung (3.4) erhält man einen direkten Zusammenhang zwischen der Durchbiegung unter Eigenlast w_{stat} und der Eigenfrequenz f_e :

$$f_e = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K \cdot g}{w_{\text{stat}} \cdot K}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{w_{\text{stat}}}} \cong \frac{5}{\sqrt{w_{\text{stat}} [\text{cm}]}} \quad (3.9)$$

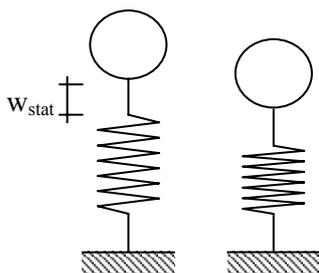


Bild 3.2 Statische Auslenkung beim Einmassenschwinger

3.1.2 Die freie, gedämpfte Schwingung

Der Fall der ungedämpften Schwingung existiert nur in der Theorie. In der Praxis werden die Bewegungen des Schwingers durch innere und/oder äußere Reibungsmechanismen gedämpft. Energie wird dissipiert, d. h. zerstreut. Hierdurch klingt die freie Schwingung ab und das System kommt in der statischen Gleichgewichtslage zur Ruhe. Wie oben erwähnt, wird von einer viskosen Dämpfung R [Ns/m] ausgegangen. Diese lässt sich nur experimentell bestimmen [petersen 1996], vgl. Kapitel 5 und 7. In der Differentialgleichung kommt zu den Massen- und Federkräften die Dämpfungskraft $R \cdot \dot{w}$ hinzu:

$$M \cdot \ddot{w} + R \cdot \dot{w} + K \cdot w = 0 \quad (3.10)$$

Der Ansatz $w(t) = e^{-\lambda \cdot t}$ (3.11)

mit $\lambda_{1/2} = -\frac{R}{2 \cdot M} \pm \sqrt{\left(\frac{R}{2 \cdot M}\right)^2 - \frac{K}{M}}$ (3.12)

führt im Fall $\left(\frac{R}{2 \cdot M}\right)^2 > \frac{K}{M}$ (überkritische Dämpfung) zu folgender Lösung:

$$w(t) = A_1 \cdot e^{\lambda_1 \cdot t} + A_2 \cdot e^{\lambda_2 \cdot t} \quad (3.13)$$

Diese Gleichung (3.13) beschreibt einen Rückkriechprozess zum statischen Gleichgewichtszustand.

Im Sonderfall $\left(\frac{R}{2 \cdot M}\right)^2 = \frac{K}{M}$ spricht man von „kritischer“ Dämpfung R_{krit} mit

$$R_{\text{krit}}^2 = 4 \cdot K \cdot M; \quad R_{\text{krit}} = 2 \cdot \sqrt{K \cdot M} = 2 \cdot \frac{K}{\omega} = 2 \cdot M \cdot \omega \quad (3.14)$$

Im dritten Fall, $\left(\frac{R}{2 \cdot M}\right)^2 < \frac{K}{M}$, spricht man von unterkritischer Dämpfung. Er kommt in der Bauwerksdynamik fast ausschließlich vor.

Mit $\lambda_{1/2} = -\frac{R}{2 \cdot M} \pm i \cdot \sqrt{\frac{K}{M} - \left(\frac{R}{2 \cdot M}\right)^2}$ (3.15)

kann die Lösung für die Gleichung (3.10) in folgender Form angegeben werden:

$$w(t) = e^{-\frac{R}{2 \cdot M} \cdot t} \cdot (A_1 \cdot e^{i \omega_d t} + A_2 \cdot e^{-i \omega_d t}) = e^{-\zeta \cdot \omega \cdot t} \cdot (A_1 \cdot e^{i \omega_d t} + A_2 \cdot e^{-i \omega_d t}) \quad (3.16)$$

Mit den Eulerschen Formeln $e^{i \varphi} = \cos \varphi + i \cdot \sin \varphi$ und $e^{-i \varphi} = \cos \varphi - i \cdot \sin \varphi$ (3.17)

kann die Lösung für die Gleichung (3.10) wie folgt dargestellt werden:

$$w(t) = e^{-\frac{R}{2 \cdot M} \cdot t} \cdot (A_3 \cdot \sin \omega_d t + A_4 \cdot \cos \omega_d t) = e^{-\zeta \cdot \omega \cdot t} \cdot (A_3 \cdot \sin \omega_d t + A_4 \cdot \cos \omega_d t) \quad (3.18)$$

Die Größen A_1 bis A_4 können berechnet werden, wenn die Anfangsbedingungen Auslenkung $w(0)$ und Geschwindigkeit $\dot{w}(0)$ zur Zeit $t=0$ bekannt sind.

$$\text{Auslenkung zur Zeit } t=0 \quad A_3 = w(0) \quad [\text{m}]$$

$$\text{Geschwindigkeit zur Zeit } t=0 \quad \dot{w}(0) = -\zeta \cdot \omega \cdot A_3 + \sqrt{1-\zeta^2} \cdot \omega \cdot A_4 \quad [\text{m/s}] \quad (3.19)$$

$$A_4 = \frac{\zeta \cdot \omega \cdot w(0) + \dot{w}(0)}{\sqrt{1-\zeta^2} \cdot \omega} \quad [\text{m}] \quad (3.20)$$

ζ , das Lehr'sches Dämpfungsmaß, ist das Verhältnis von vorhandener zu kritischer Dämpfung. Es gilt folgender Zusammenhang:

$$\zeta = \frac{R}{R_{\text{krit}}} = \frac{R}{2 \cdot M \cdot \omega} \quad (3.21)$$

ω_d ist die gedämpfte Eigenkreisfrequenz. Sie ist – wenigstens theoretisch – zu unterscheiden von der ungedämpften Eigenkreisfrequenz ω :

$$\omega_d = \sqrt{\frac{K}{M} - \left(\frac{R}{2 \cdot M}\right)^2} = \omega \cdot \sqrt{1-\zeta^2} \quad (3.22)$$

In der Baupraxis liegen Dämpfungskonstanten ζ zwischen 0,5 % bis ca. 3,0 % vor. Der Unterschied macht sich in der Berechnung kaum bemerkbar. So gilt z. B. für $\zeta = 3,0 \%$: $\omega_d / \omega = 0,99955$.

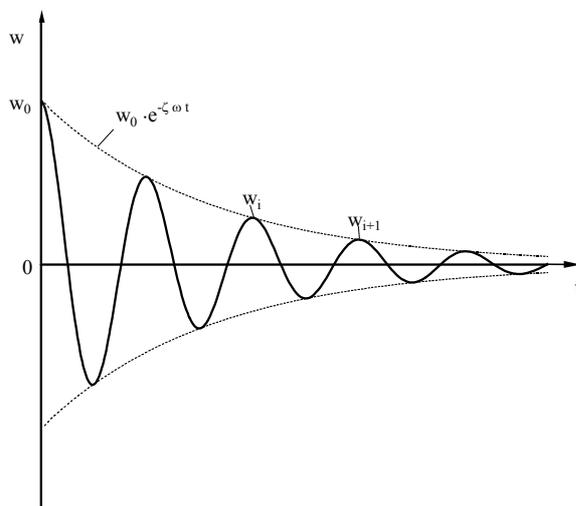


Bild 3.3 Freie, gedämpfte Schwingung mit unterkritischer Dämpfung

3.1.3 Der lineare Einmassenschwinger mit harmonischer Anregung

Im Fall der fußgänger- induzierten Schwingung von Fußgängerbrücken liegt keine freie, sondern eine erzwungene Schwingung vor (vgl. Gl. (3.1)). Die Antwort der Brücke setzt sich aus dem Einschwingvorgang und dem eingeschwungenen Zustand zusammen (vgl. Bild 3.5). Beim Einschwingvorgang sind

die beiden Anteile, homogener Anteil und partikulärer Anteil (=Lastanteil) gleichzeitig vorhanden (vgl. Gl. (3.23)). Das System „will“ in seiner Eigenfrequenz schwingen, die äußere Last zwingt aber eine Bewegung in der Erregerfrequenz auf; deshalb sind beim Einschwingvorgang beide Frequenzen vorhanden. Je nach Größe der Dämpfung dauert es einige Schwingungen, bis der Einschwingvorgang abgeschlossen ist und das System nur noch im Lastanteil schwingt. Man spricht dann vom eingeschwungenen oder stationären Zustand. Dieser ist in den meisten Fällen maßgebend für die Berechnung der Bauwerksantwort. Ausnahmen gibt es bei kurzen Einwirkungen, bei denen der Einschwingvorgang überwiegt.

$$w(t) = \underbrace{e^{-\zeta\omega t} (A_1 \cdot \cos \omega_d t + A_2 \cdot \sin \omega_d t)}_{\text{HOMOGENER ANTEIL}} + \underbrace{\frac{F_0}{K} \cdot \frac{\overbrace{V(\eta)}^1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot \eta)^2}}}_{\text{PARTIKULÄRER ANTEIL}} \cdot \cos(\Omega t - \alpha) \quad (3.23)$$

Zur Berechnung der stationären Antwort der Brücke ist das Verhältnis η der Erreger- zur Eigenfrequenz entscheidend:

$$\eta = \frac{\Omega}{\omega} \quad (3.24)$$

Wird die statische Auslenkung unter der Last F_0 mit w_{stat} bezeichnet, so gilt:

$$w_{\text{stat}} = \frac{F_0}{K} \quad (3.25)$$

Die maximale dynamische Auslenkung w_0 kann dann berechnet werden zu

$$w_0 = w_{\text{dyn}} = w_{\text{stat}} \cdot V(\eta). \quad (3.26)$$

Die Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$ ist abhängig von der Dämpfungskonstanten ζ und dem Frequenzverhältnis η .

$$V(\eta) = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot \eta)^2}} \quad (3.27)$$

Die Phasenverschiebung α drückt aus, um wie viel die Antwort der Einwirkung „hinterher eilt“. Sie wird wie folgt berechnet:

$$\tan \alpha = \frac{2 \cdot \zeta \cdot \eta}{1 - \eta^2} \quad (3.28)$$

Bild 3.4 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Frequenzverhältnis η und der Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$, sowie zwischen η und der Phasenverschiebung α . Für $\eta=1$ gilt $\alpha = \pi/2$. Mit den im Bauwesen vorkommenden, kleinen Dämpfungswerten ($\zeta \ll 1$) und $\eta \rightarrow 1$ wächst die Vergrößerungsfunktion stark

an. Für diese Grenzwerte verliert die homogene und gewinnt die partikuläre Lösung mit der stationären Amplitude w_0 an Bedeutung (Ausnahme siehe oben).

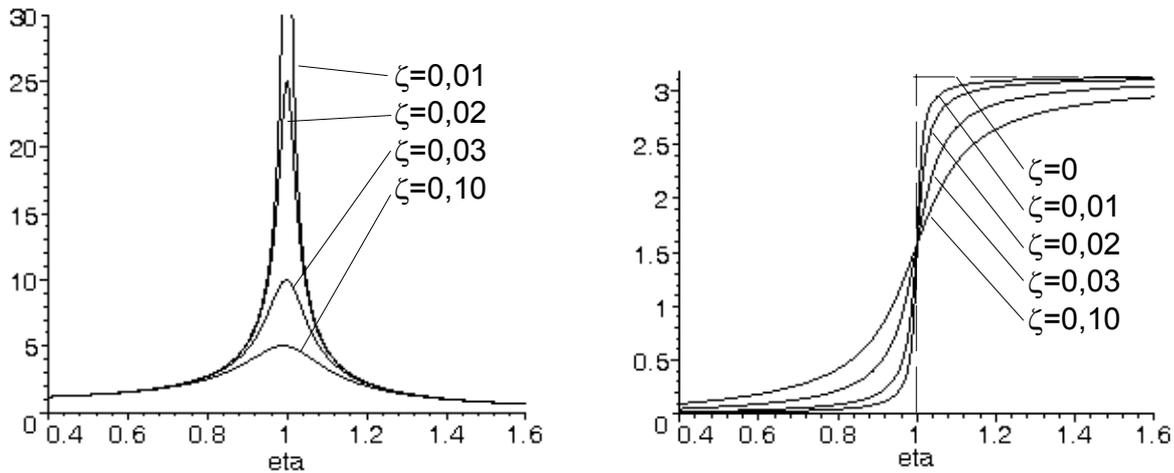


Bild 3.4 Zusammenhang zwischen η und der Vergrößerungsfunktion sowie der Phasenverschiebung

Streng genommen liegt das Maximum für $V(\eta)$ bei $\eta = \sqrt{1 - 2 \cdot \zeta^2}$. Wegen der kleinen Dämpfungswerte spricht man aber für $\eta = 1$ vom Resonanzfall. Dann gilt $V_{\max} \cong V(\eta = 1) = \frac{1}{2 \cdot \zeta}$.

$$(3.29)$$

Das heißt, dass die maximale Auslenkung im Resonanzfall folgenden Wert annimmt:

$$w_{0,\max} \cong w_0(\eta = 1) = w_{\text{stat}} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} = \frac{F_0}{K} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \quad (3.30)$$

Die maximale Brückenbeschleunigung ist eine wichtige Größe bei der Beurteilung der Schwingungen. Sie berechnet sich als zweite Ableitung der Auslenkung mit Gl. (3.4) für die Eigenkreisfrequenz:

$$\ddot{w}_0(\eta = 1) = \omega^2 \cdot \frac{F_0}{K} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} = \frac{F_0}{M} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \quad (3.31)$$

Gleichung (3.31) besagt: Wenn z. B. durch Messungen die Eigenfrequenz bekannt ist, kann die Brückenbeschleunigung ohne die Kenntnis der Federsteifigkeit der Brücke berechnet werden. Das ist ein großer Vorteil, da sich die genaue Ermittlung der Steifigkeit – im Gegensatz zur Ermittlung der mitschwingenden Masse – sehr viel schwieriger gestaltet.

Wird der Einschwingvorgang nach Gleichung (3.23) betrachtet, so folgt aus den Randbedingungen

$$w(0) = 0 \text{ und } \dot{w}(0) = 0: \quad A_1 = 0 \text{ und } A_2 = -\frac{F_0}{K} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \quad (3.32)$$

Im Resonanzfall erhält man durch zweimaliges Ableiten nach der Zeit die Beschleunigung zu

$$\ddot{w}_0(\eta = 1) = \frac{F_0}{M} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \cdot \sin \omega t \cdot (1 - e^{-\zeta \cdot \omega t}) \quad (3.33)$$

Der Faktor $(1 - e^{-\zeta \cdot \omega t})$ beschreibt den Einschwingvorgang, siehe oben. Für die Grenzbetrachtung $t \rightarrow \infty$, geht der Faktor gegen 1 und es bleibt der Anteil für den stationären Zustand, vgl. Gl. (3.31).

Bild 3.5 zeigt den Einschwingvorgang und den eingeschwungenen (=stationären) Zustand im Resonanzfall. In Bild 4.17 sind weitere erzwungene Schwingungen in Resonanz für unterschiedliche Dämpfungswerte dargestellt. Daran lässt sich erkennen, dass bei höherer Dämpfung der Einschwingvorgang früher abgeschlossen ist, weil die „Eigenschwingung“ schneller gedämpft wird.

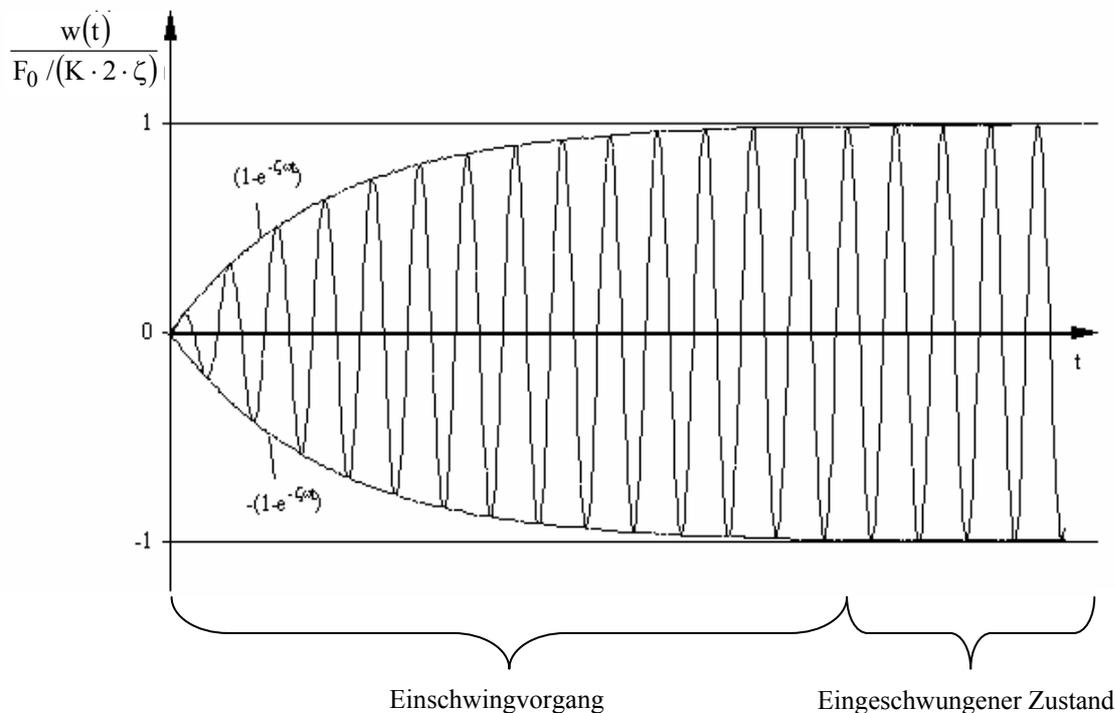


Bild 3.5 Einschwingvorgang und eingeschwungener Zustand für den Resonanzfall

3.2 Die Balkenschwingung

3.2.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

In diesem Kapitel wird die Biegeschwingung des Einfeldträgers betrachtet. Er hat die Spannweite ℓ , eine beidseits gelenkige Lagerung, konstante Biegesteifigkeit EI und konstante Massenbelegung μ . Auf den Balken wirkt keine Längskraft. Die Schubnachgiebigkeit und die Dämpfung werden zunächst vernachlässigt. Die Verformung $w_n(x, t)$ ist nicht mehr nur zeit-, sondern auch ortsabhängig.

Die Balkenschwingung ist ein System mit theoretisch unendlich vielen Freiheitsgraden, d. h. unendlich vielen Eigenfrequenzen und zugehörigen Eigenformen. In den Gleichungen wird mit dem Index „n“ angegeben, um welche Eigenform es sich handelt. Die erste Eigenform $w_1(x)$ entspricht näherungsweise der Biegelinie unter Gleichlast, genau genommen einer Sinuslinie. Die zweite Eigenform $w_2(x)$ hat eine Doppelwelle usw., vgl. Bild 3.6.

Wird die Einwirkung zu Null gesetzt, kann folgende homogene Differentialgleichung der Eigenschwingung als Bewegungsgleichung angegeben werden:

$$EI \cdot w_n'''' + \mu \cdot \ddot{w}_n = 0 \quad (3.34)$$

Die Lösung wird mit einem Produktansatz gesucht, vgl. z. B. [kreuzinger1983]:

$$w_n(x, t) = w_n(x) \cdot f_n(t) \quad (3.35)$$

Als Zeitfunktion für den Produktansatz wird der Zeitverlauf des Einmassenschwingers gewählt:

$$f_n(t) = \cos(\omega_n \cdot t) \quad (3.36)$$

Nach Einsetzen in Gl. (3.35) und Teilen durch $\cos(\omega_n \cdot t)$ entsteht eine Differentialgleichung für $w_n(x)$:

$$EI \cdot w_n'''' + \mu \cdot \omega_n^2 \cdot w_n = 0 \quad (3.37)$$

$$\text{Weiter folgt } w_n'''' + \frac{\mu \cdot \omega_n^2}{EI} \cdot w_n = 0 \text{ und } w_n'''' + \frac{\lambda_n^4}{\ell^4} \cdot w_n = 0, \text{ mit } \lambda_n^4 = \frac{\mu \cdot \omega_n^2}{EI} \cdot \ell^4. \quad (3.38)$$

Die Lösung der homogenen Differentialgleichung (3.38) mit den vier Ableitungen lautet:

$$\begin{aligned} w_n(x) &= A_1 \cdot \cosh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_2 \cdot \sinh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_3 \cdot \cos \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_4 \cdot \sin \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x \\ w_n'(x) &= \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot \left(A_1 \cdot \sinh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_2 \cdot \cosh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x - A_3 \cdot \sin \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_4 \cdot \cos \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x \right) \\ w_n''(x) &= \frac{\lambda_n^2}{\ell^2} \cdot \left(A_1 \cdot \cosh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_2 \cdot \sinh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x - A_3 \cdot \cos \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x - A_4 \cdot \sin \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x \right) \\ w_n'''(x) &= \frac{\lambda_n^3}{\ell^3} \cdot \left(A_1 \cdot \sinh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_2 \cdot \cosh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_3 \cdot \sin \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x - A_4 \cdot \cos \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x \right) \\ w_n''''(x) &= \frac{\lambda_n^4}{\ell^4} \cdot \left(A_1 \cdot \cosh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_2 \cdot \sinh \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_3 \cdot \cos \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x + A_4 \cdot \sin \frac{\lambda_n}{\ell} \cdot x \right) \end{aligned} \quad (3.39)$$

Die Konstanten A_1 bis A_4 können durch Rand- und Übergangsbedingungen bestimmt werden.

Die Randbedingungen für den Einfeldträgers sind: Auslenkungen und Momente an den Lagern sind Null

$w(0) = w(\ell) = w''(0) = w''(\ell) = 0$. So folgt für die Hilfsgröße $\lambda_n = n \cdot \pi$ und für die Eigenkreisfrequenz

$$\omega_n = \frac{\lambda_n^2}{\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = \frac{n^2 \cdot \pi^2}{\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}}. \quad (3.40)$$

Die Gleichung für die Eigenformen lautet:

$$w_n(x) = \sin\left(\frac{n \cdot \pi}{\ell} \cdot x\right) \quad (3.41)$$

3.2.2 Ersatzsystem zur Berechnung der erzwungenen Balkenschwingung

Zur Berechnung der Schwingungsantwort einer erzwungenen Schwingung bietet sich das Verfahren der modalen Analyse an. Die Eigenfrequenzen und Eigenformen können im Fall kleiner Dämpfung aus der Differentialgleichung der ungedämpften, freien Schwingung berechnet werden, vgl. Gleichung (3.40).

Zur besseren Vorstellung kann für jede Eigenform des Balkens ein Ersatz- Einmassenschwinger darge-

stellt werden, vgl. Bild 3.6. Die jeweiligen Ersatzmassen M_n^* und Ersatzsteifigkeiten K_n^* können nach den Gleichungen (3.42) und (3.43) berechnet werden:

$$M_n^* = \int_0^{\ell} \mu \cdot w_n^2(x) dx = \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot \ell \quad (3.42)$$

$$K_n^* = \omega^2 \cdot M_n^* = \left(\frac{n^2 \cdot \pi^2}{\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot \ell = \frac{n^4 \cdot \pi^4 \cdot EI}{2 \cdot \ell^3} \quad (3.43)$$

Wenn die Erregerfrequenz gleich einer Eigenfrequenz ist, können die Schwingungen in den anderen Frequenzen auf Grund der Vergrößerungsfunktion vernachlässigt werden. Ansonsten kann, bei Annahme eines linearen Verhaltens, die Schwingungsantwort des Systems als Superposition der Antworten der Schwingungen in den jeweiligen Eigenformen berechnet werden. Dafür ist die jeweilige generalisierte Last $L_n(t)$ erforderlich, welche sich aus der orts- und zeitabhängigen Lastfunktion $F(x, t)$ berechnet:

$$L_n(t) = \int_0^{\ell} F(x, t) \cdot w_n(x) dx \quad (3.44)$$

Die Berechnung des Schwingers mit n Freiheitsgraden lässt sich so zu einer Berechnung von n Einmassenschwingern, die nach Kapitel 3.1 berechnet werden können, entkoppeln.

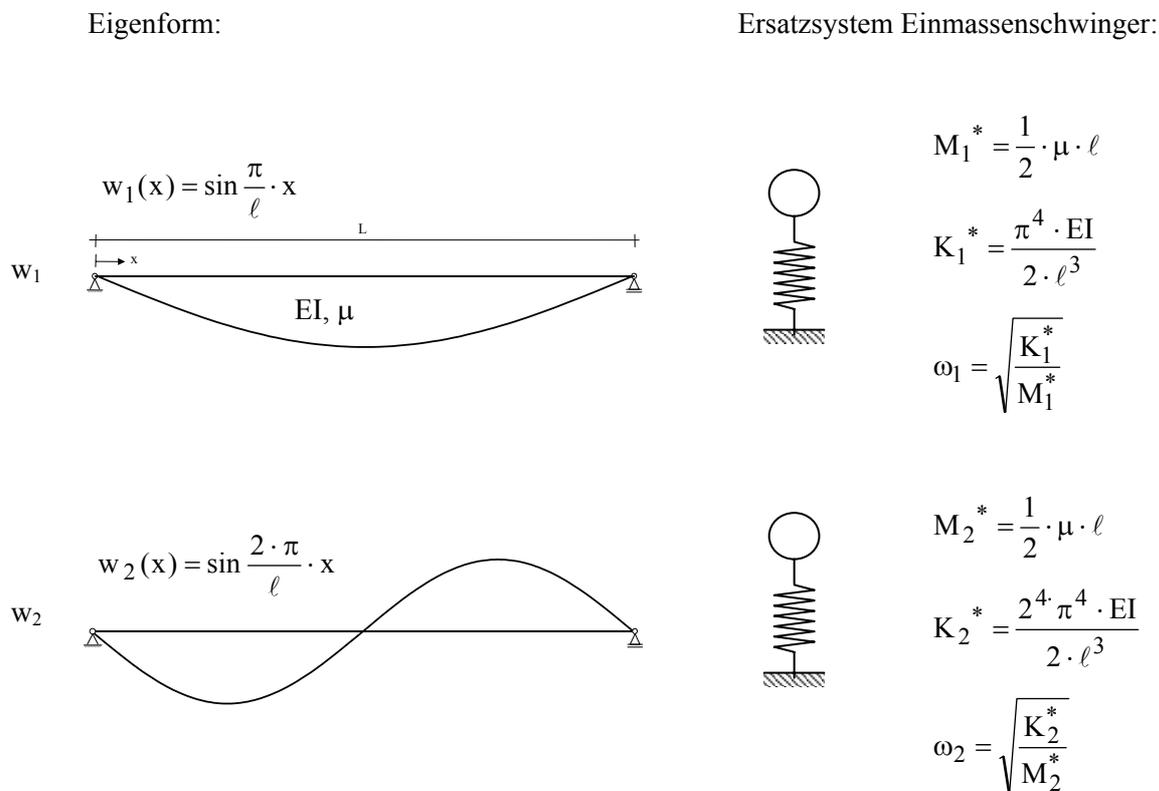


Bild 3.6 Erste und zweite Eigenform der Biegeschwingung eines Einfeldträgers mit zugehörigen Ersatzsystemen, aus [möbke 2000]

4 Von Fußgängern erzeugte dynamische Lasten

Um die Antwort eines schwingenden Systems berechnen zu können, ist die Kenntnis der Einwirkungen erforderlich. Im Fall der hier untersuchten Fußgängerbrücken sind dies die dynamischen Lasten, die von den über die Brücke gehenden oder laufenden Fußgängern abgegeben werden. Die Tatsache, dass sich der Fußgänger längs der Brücke fortbewegt, wird durch eine wandernde Last simuliert. Die Auswirkung der örtlich veränderlichen Lasteinwirkung wird an unterschiedlichen Brückentypen untersucht.

In dieser Arbeit werden nur vertikale Lasten und Schwingungen behandelt. Bezüglich horizontaler Schwingungen wird z. B. auf Versuchsergebnisse von Bachmann [bachmann 2002] und auf die Untersuchungen anlässlich der Vorfälle zur Solférino Bridge in Paris und zur Millennium Bridge in London verwiesen ([barker 2002], [dallard 2001], [fujino 2002], [willford 2002]). In den genannten Literaturstellen wird zum Teil auch auf Rückkopplungseffekte zwischen der Brücke und den Fußgängern eingegangen (vgl. hierzu zusätzlich [okamoto 1992]). Diese Effekte werden in dieser Arbeit nicht behandelt. Auch die Fragestellungen, wie Fußgängergruppen oder Fußgängerströme anzusetzen sind, bleiben hier unberücksichtigt. Dieses Thema wurde von Schneider ausführlich untersucht (vgl. z. B. [schneider 1991], [grundmann 1993]). Weiterhin wird der Lastfall Vandalismus hier ausgeschlossen.

4.1 Vertikaler Kraftverlauf beim Gehen und Laufen

Ein wichtiger Faktor zur Beschreibung des zeitlichen Kraftverlaufs beim Gehen und Laufen ist die Schrittfrequenz. Die Schrittfrequenz gibt die Anzahl der Schritte pro Sekunde an. Um diese herauszufinden, gab es viele Untersuchungen, z. B. [bachmann 1987] oder [matsumoto 1978]. Die Ergebnisse stimmen gut überein und man kann zusammenfassend Folgendes wiedergeben:

Die Schrittfrequenz liegt zwischen 1,5 Hz (sehr langsames Gehen) und 2,5 Hz (sehr rasches Gehen). Der Mittelwert liegt bei 2,0 Hz. Beim Laufen liegen die Schrittfrequenzen höher, nämlich zwischen 2,5 Hz für normales Laufen und 3,2 Hz für rasches Laufen [bachmann 1987]. Aus eigener Erfahrung kann gesagt werden, dass auch ein Laufen (Sprinten) mit 4,0 Hz möglich ist. In [bachmann 1987] sind die gemessenen Lastverläufe für die unterschiedlichen Schrittfrequenzen beim Gehen und Laufen dargestellt. Der grundsätzliche Unterschied zwischen Gehen und Laufen besteht darin, dass beim Gehen immer mindestens ein Fuß Bodenkontakt hat, während beim Laufen zwischen jedem Schritt eine Flugphase vorhanden ist, bei der der Läufer keinen Kontakt zum Boden hat.

Die auf den Untergrund abgegebene dynamische Kraft ist sowohl zeit- als auch ortsabhängig. Dieser Zusammenhang lässt sich wie folgt darstellen, siehe Bild 4.1.

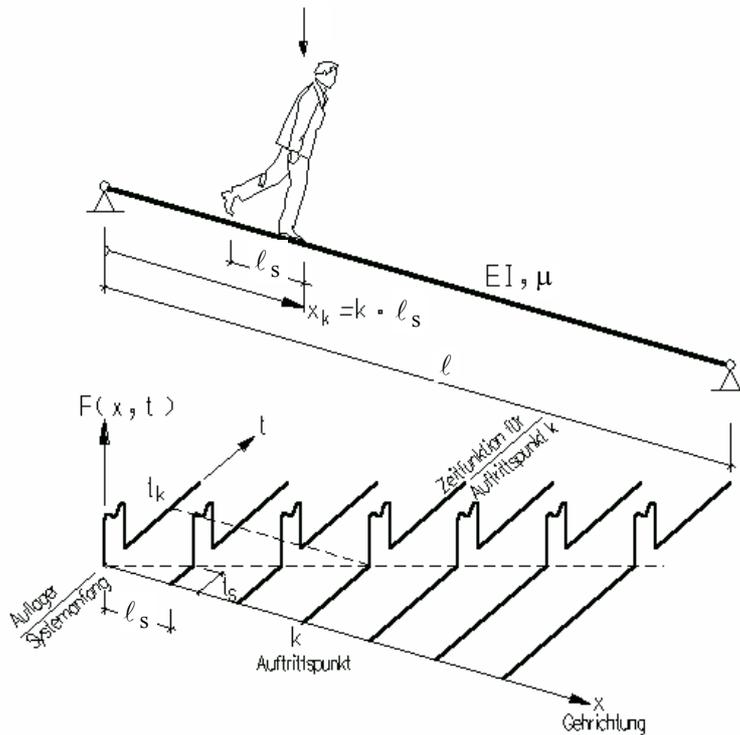


Bild 4.1 Zeit- und ortsveränderliche Kraft, die beim Gehen auf den Untergrund abgegeben wird, aus [kreuzinger 1995]

Wird der Lastverlauf der Auftritte ohne örtliches Fortschreiten als Fourierreihe dargestellt, vereinfacht sich die Berechnung. Das Prinzip ist Folgendes: Eine beliebige periodische Belastungsfunktion $F(t)$ (hier die zeitabhängig einwirkenden Kräfte, die beim Gehen oder Laufen auftreten) wird in theoretisch unendlich viele harmonische Anteile zerlegt. Die Frequenzen der einzelnen Anteile sind Vielfache des ersten Anteils, bei der hier behandelten Schwingung Vielfache der Schrittfrequenz f_S , vgl. [kreuzinger 1999].

Die jeweiligen harmonischen Anteile an der Gesamtbelastung werden durch die Fourierkoeffizienten α_i angegeben. Tatsächlich sind die höheren harmonischen Anteile für die Lastfälle Gehen und Laufen so gering, dass in der Praxis meistens nur die ersten ein bis drei Anteile von Interesse sind.

Der Belastungsansatz als Fourierreihe lautet folgendermaßen:

$$F(t) = G_0 + \sum_i F_i \cdot \sin(2\pi \cdot i \cdot f_S \cdot t - \Phi_i) \quad (4.1)$$

Bei Beschränkung auf die ersten drei harmonischen Anteile vereinfacht sich die Gleichung wie folgt:

$$F(t) = G_0 + F_1 \cdot \sin(2\pi \cdot f_S \cdot t - \Phi_1) + F_2 \cdot \sin(2\pi \cdot 2 \cdot f_S \cdot t - \Phi_2) + F_3 \cdot \sin(2\pi \cdot 3 \cdot f_S \cdot t - \Phi_3) \quad (4.2)$$

In den Gleichungen bedeuten:

G_0 : Eigengewicht des Fußgängers (Die Normperson hat ein Gewicht von 700 N.)

$$F_i = \alpha_i \cdot G_0 \quad \text{mit } \alpha_i \text{ nach Tab. 4.1} \quad (4.3)$$

f_S : Schrittfrequenz

Φ_i : Phasenverschiebung bei der i -ten Harmonischen

Die Fourierkoeffizienten α_i und die Winkel der Phasenverschiebung Φ_i werden aus [bachmann 1987] übernommen und in Tabelle 4.1 für die Lastfälle Gehen und Laufen zusammengestellt. Die Winkel der Phasenverschiebung für den Lastfall Laufen wurden angenommen zu: $\Phi_2 = \Phi_3 = \pi/2$

harmonischer Anteil	Fourierkoeffizient		Phasenverschiebung	
	Gehen (ca. 1,5-2,5 Hz)	Laufen (ca. 2,5-3,5 Hz)	Gehen	Laufen
1	$\alpha_1 = 0,4 (-0,5)$	$\alpha_1 = 1,3 (-1,4)$	$\Phi_1 = 0$	$\Phi_1 = 0$
2	$\alpha_2 = (0,1 -) 0,2$	$\alpha_2 = (0,3 -) 0,4$	$\Phi_2 = \pi/2 = 90^\circ$	$\Phi_2 = \pi/2 = 90^\circ$
3	$\alpha_3 = 0,1$	$\alpha_3 = 0,1$	$\Phi_3 = \pi/2 = 90^\circ$	$\Phi_3 = \pi/2 = 90^\circ$

Tabelle 4.1 Fourierkoeffizienten und Phasenverschiebung für Gehen und Laufen

Bild 4.2 stellt die ersten drei harmonischen Anteile und deren Aufsummierung $F(t)$ für Gehen und Laufen dar.

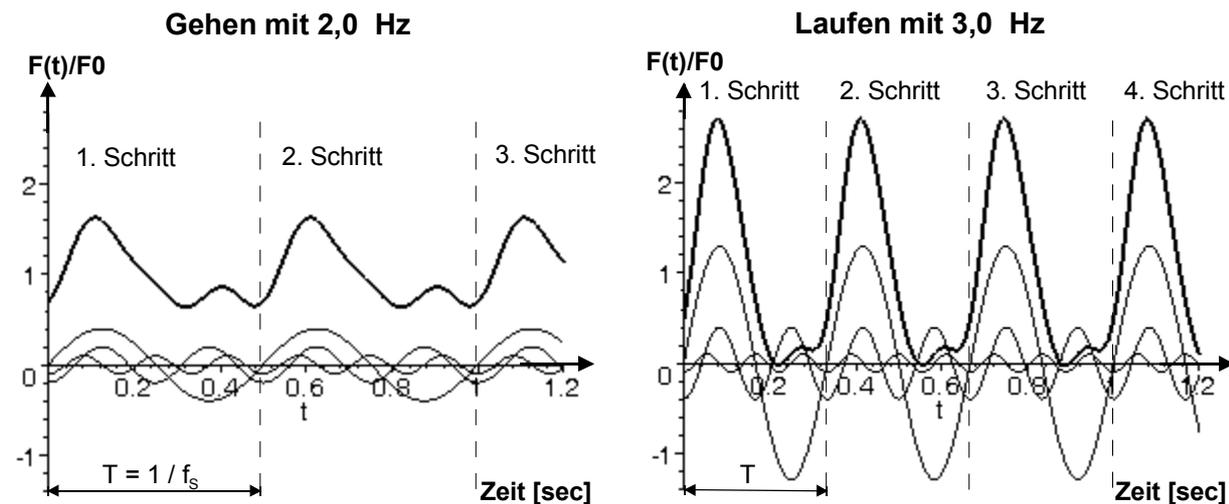


Bild 4.2 Darstellung der Zeitverläufe für Gehen und Laufen als Fourierreihe

Eine andere Variante zur Berechnung der Kräfte beim Gehen und Laufen ist in Petersen [petersen 1996] gegeben. Hier wird das Auf- und Abbewegen des Körperschwerpunktes umgerechnet in eine resultierende Kraft, die d'Alembert'sche Trägheitskraft $M \cdot \ddot{w}$. Dabei ist M die Masse des Fußgängers, wobei für den „Normfußgänger“ 70 kg angesetzt werden. \ddot{w} ist die Beschleunigung des Körperschwerpunktes, d. h. die zweimalige Ableitung des Schwingweges nach der Zeit. Der Weg oder die Schwingungsamplitude wird in [petersen 1996] zu $w = 2,5$ cm angenommen. Daraus folgt für Gehen mit 2,0 Hz:

$$F(t) = M \cdot \ddot{w}(t) = M \cdot \omega^2 \cdot w_0 \cdot \sin(\omega t) = 70 \text{ kg} \cdot (2\pi \cdot 2 \text{ Hz})^2 \cdot 0,025 \text{ m} \cdot \sin(\omega t) = 276 \text{ N} \cdot \sin(\omega t) \quad (4.4)$$

In dieser Darstellung findet nur der erste harmonische Anteil Berücksichtigung. Der Maximalwert wird in Abhängigkeit von der Schrittfrequenz berechnet.

Im Folgenden werden die Maximalwerte des Ansatzes nach Petersen mit dem ersten harmonischen Anteil des Ansatzes nach Bachmann (s. o.) für die Lastfälle Gehen und Laufen verglichen:

Gehen: „Petersen“ $276 \text{ N} \cong \alpha_i \cdot G_0 = 0,4 \cdot 700 = 280 \text{ N}$ „Bachmann“

Laufen: $622 \text{ N} \cong \alpha_i \cdot G_0 = 1,3 \cdot 700 = 910 \text{ N}$

$$\left(M \cdot \omega^2 \cdot w_0 = 70 \text{ kg} \cdot (2\pi \cdot 3 \text{ Hz})^2 \cdot 0,025 \text{ m} = 622 \text{ N} \right)$$

4.2 Einfluss der örtlichen Bewegung der dynamischen Last

In Kapitel 4.1 wurde erwähnt, dass die vom Fußgänger abgegebene Last zeitlich und örtlich veränderlich ist. Die örtliche Bewegung wurde bis jetzt aber außer Acht gelassen. Tatsächlich bewegt sich die Last in Längsrichtung der Brücke mit der Geschwindigkeit v fort, vgl. Bild 4.1. Dabei gilt:

$$v = f_S \cdot \ell_S \quad (4.5)$$

Darin sind f_S die Schrittfrequenz und ℓ_S die Schrittlänge; diese wird normalerweise zu 0,9 m gesetzt.

Die Dauer eines Schrittes t_S wird wie folgt berechnet:

$$t_S = \frac{1}{f_S} \quad (4.6)$$

4.2.1 Modalanalyse

In [grundmann 1993] wird das Fortbewegen der Last mit Hilfe der Eigenformentwicklung (Modale Analyse) erfasst. In der Modalanalyse setzt sich die Schwingungsantwort aus der Summe der Antworten in den einzelnen Eigenformen $w_n(x)$ zusammen. Die Berechnung der generalisierten Massen M_n^* und Steifigkeiten K_n^* wurde in Kapitel 3.2.2 beschrieben. In den meisten Fällen genügt es, eine Eigenform zu betrachten. Maßgebend ist die zu der Eigenfrequenz gehörende, welche in Resonanz mit der Erregerfrequenz ist. Die stellvertretende, zeitabhängige Einwirkung berechnet sich wie folgt, vgl. Gl. (3.44):

$$L_n(t) = \int_0^{\ell} w_n(x) \cdot F(x, t) dx \quad (4.7)$$

Um neben der zeitlichen auch die örtliche Veränderung der Last (vgl. Bilder 4.1 und 4.3) zu berücksichtigen, wird folgende Umrechnung mit Hilfe der Dirac- „Funktion“ $\delta(x)$ durchgeführt. Die Dirac- „Funktion“ ist definiert durch die Eigenschaften $\delta(x) = 0$ für $x \neq 0$ und

$$\int f(x) \cdot \delta(x) dx = f(0). \quad (4.8)$$

Damit kann das singuläre, impulsartige Auftreten der Belastung an der Stelle $x = v \cdot t$ mit $t_k = k \cdot t_S$ beim k -ten Schritt mathematisch beschrieben werden. Gleichung (4.7) wird dann zu:

$$L_n(t) = \int_0^{\ell} \sum_k F_k(t - k / f_S) \cdot \delta(x - v \cdot k \cdot t_S) \cdot w_n(x) dx, \text{ für } 0 < t < \ell / v \quad (4.9)$$

In [grundmann 1993] wird die Auswirkung des veränderlichen Lastangriffspunktes mit einem Faktor $k = 0,6$ abgeschätzt, mit dem der jeweilige harmonische Anteil $\alpha_1 \cdot F_0$ multipliziert wird.

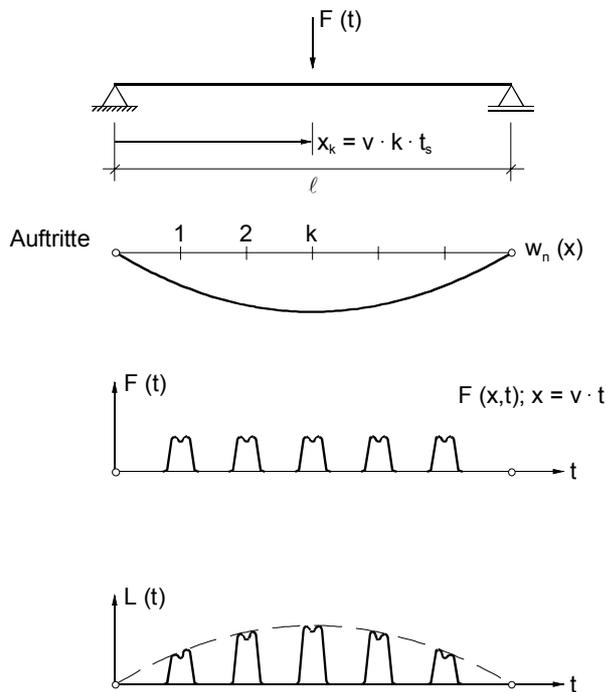


Bild 4.3 Verallgemeinerte Last zur Anwendung der Eigenformmethode, analog [grundmann 1993]

4.2.2 Darstellung der Last als Impuls

Eine andere Möglichkeit zur Ermittlung der Auswirkung des veränderlichen Lastangriffspunktes ist die Verwendung eines Finite- Elemente- Programms. Die Last wird im Zeitabstand von der Dauer eines Schrittes t_S jeweils um eine Schrittlänge ℓ_S verschoben auf das System aufgebracht. Diese Methode ist aufwendig, wurde aber im Rahmen einer Diplomarbeit [liessel 2000] angewandt, um die Auswirkungen des Fortschreitens der Last herauszufinden. Die Einwirkung wird dabei nicht mehr als harmonische Last aufgebracht, sondern als Folge örtlich fortschreitender „Impulse“, für jeden Schritt an jeder Laststelle; im Folgenden mit „Impulsansatz“ bezeichnet. Zunächst wird die Last umgeformt, so dass die Wirkung des Impulsansatzes gleich der Wirkung der harmonischen Last ist.

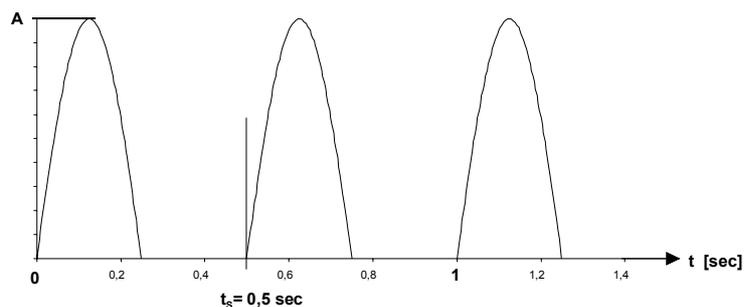


Bild 4.4 Impulsansatz: Halbsinusmodell für Gehen mit 2 Hz

Gewählt werden Sinusbögen mit der halben Schrittdauer, $t_S / 2 = 0,25 \text{ sec}$, vgl. Bild 4.4. Die Amplitude A der Halbsinusbögen wird mit Hilfe der Fourierzerlegung aus [bronstein 1991] berechnet, vgl. Bild 4.5.

$$16. \quad y = \begin{cases} 0 & \text{für } -\pi \leq x \leq 0 \\ \sin x & \text{für } 0 \leq x \leq \pi \end{cases}$$

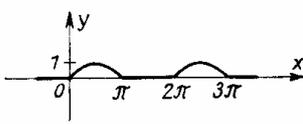
$$y = \frac{1}{\pi} + \frac{1}{2} \sin x - \frac{2}{\pi} \left(\frac{\cos 2x}{1 \cdot 3} + \frac{\cos 4x}{3 \cdot 5} + \frac{\cos 6x}{5 \cdot 7} + \dots \right)$$


Bild 4.5 Fourierzerlegung für das Halbsinusmodell, aus [bronstein 1991]

Da Resonanz mit der ersten Eigenform bzw. –frequenz und dem ersten harmonischen Anteil vorausgesetzt wird, können alle weiteren Eigenformen und Lastanteile vernachlässigt werden. Der erste Anteil lautet:

$$y = \frac{1}{2} \cdot \sin x, \quad (\text{vgl. Bild 4.5}) \quad (4.10)$$

Mit der Beziehung $\frac{t}{x} = \frac{t_S}{2\pi}$ kann x substituiert werden mit:

$$x = \frac{2\pi}{t_S} \cdot t = 2\pi \cdot f_S \cdot t \quad (4.11)$$

Daraus folgt für den Impulsansatz:

$$J(t) = A \cdot \frac{1}{2} \cdot \sin \omega t \quad (4.10a)$$

Der erste harmonische Anteil der Kraft lautet:

$$F(t) = \alpha_1 \cdot G_0 \cdot \sin \omega t \quad (4.12)$$

Er wird zur Zeit $t = \frac{\pi}{2}$ gleich gesetzt mit dem Impulsansatz und es folgt:

$$F\left(t = \frac{\pi}{2}\right) = \alpha_1 \cdot G_0 = A \cdot \frac{1}{2} \quad (4.13)$$

Damit ergibt sich die Amplitude zu $A = 2 \cdot \alpha_1 \cdot G_0$.

Der Lastansatz des Fußgängers mit einem Sinusbogen lautet somit:

$$J(t) = 2 \cdot \alpha_1 \cdot G_0 \cdot \sin(2\pi \cdot f_S \cdot t) \quad \text{für } t = [n \cdot t_S; n \cdot t_S + t_S / 2] \quad (4.14)$$

Die Berechnungen werden zunächst an einem Einfeldträger durchgeführt, und zwar mit dem Finite-Elemente- Programm „MSC NASTRAN for Windows“. Die Eigenschaften des Balkens (ℓ, EI, μ) werden so gewählt, dass für die Eigenfrequenz gilt: $f_e = 2,0 \text{ Hz}$. Die Elementgröße ist entweder gleich der Schrittlänge ℓ_S oder ein ganzzahliger Bruchteil der Schrittlänge. Bild 4.6 zeigt den Einfeldträger.

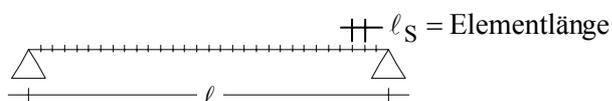


Bild 4.6 Einfeldträger, modelliert so dass Elementlänge = ℓ_S ; Bilder 4.6 bis 4.16 aus [liessel 2000]

Zuerst wird der erste harmonische Lastanteil für Gehen mit 2,0 Hz in Trägermitte aufgebracht. Wie schon erwähnt, können die anderen Anteile vernachlässigt werden, weil Resonanz mit einem harmonischen Anteil besteht. Da dieser mit dem Faktor $V(\eta = 1) = 1/2 \cdot \zeta = 33,3$, für $\zeta = 1,5\%$ vergrößert wird, fallen alle anderen nicht ins Gewicht. Das System mit Belastung sieht folgendermaßen aus, vgl. Bild 4.7.

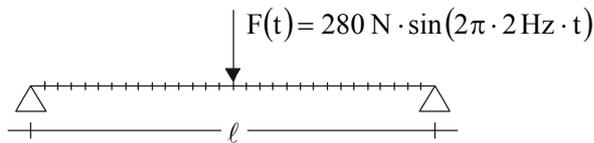


Bild 4.7 Einfeldträger mit harmonischer Belastung

Daraus ergibt sich der Beschleunigungsverlauf in Feldmitte nach Bild 4.8.

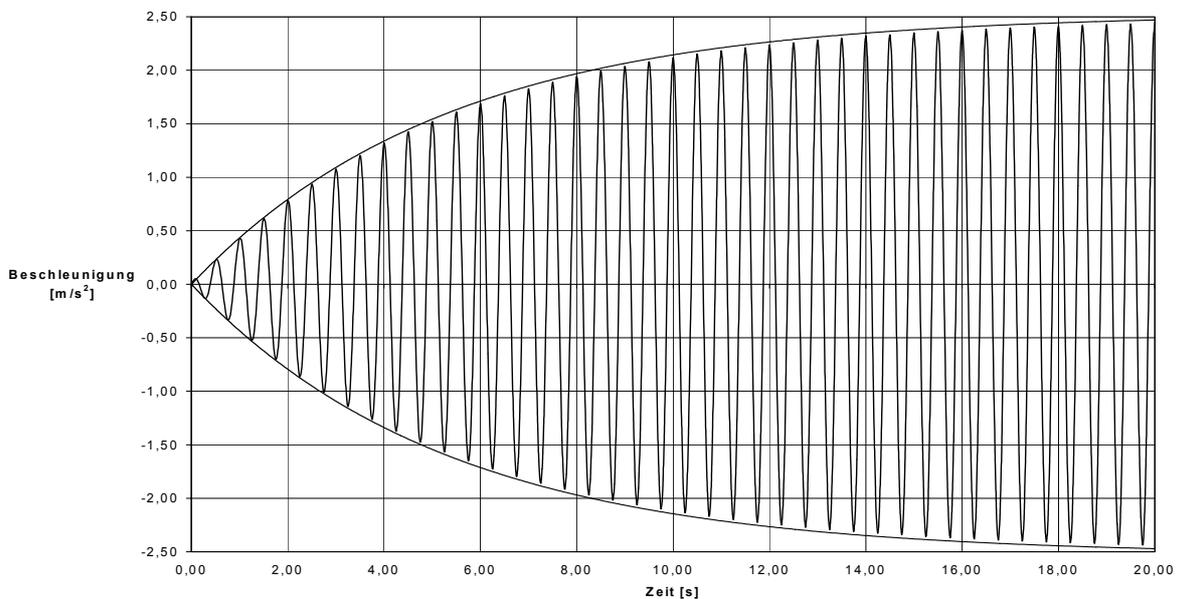


Bild 4.8 Beschleunigungsverlauf für den Einfeldträger in Feldmitte infolge der Last $F(t)$

Nun wird anstelle der harmonischen Last nach Bild 4.7 der halbsinusförmige Impulsansatz nach Bild 4.4 und Gleichung (4.14) aufgebracht, vgl. Bild 4.9. Wie erwartet, ist der berechnete Beschleunigungsverlauf gleich dem infolge der harmonischen Last, vgl. Bild 4.8.

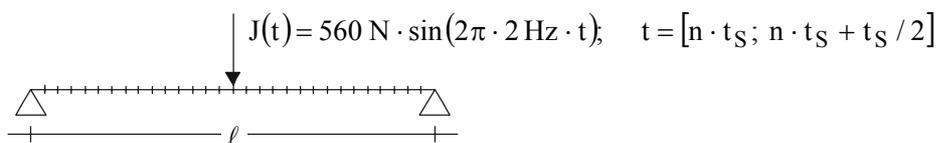


Bild 4.9 Einfeldträger mit Belastung nach dem Impulsansatz

Im nächsten Schritt wird das Fortschreiten der Last modelliert, vgl. Bild 4.10. Die Impulse wandern mit jeder Schrittdauer $t_S = 0,5 \text{ sec}$ eine Schrittlänge $\ell_S = 0,9 \text{ m}$ weiter. In diesem Beispiel, für Elementlänge = Schrittlänge ℓ_S wandert die Last von einem Knoten zum nächsten. Das Modell besteht aus insgesamt 31 Knoten, d.h. $\ell = 27,0 \text{ m}$. Die Dauer der Lasteinwirkung beträgt $31 \cdot 0,5 = 15,5 \text{ sec}$.

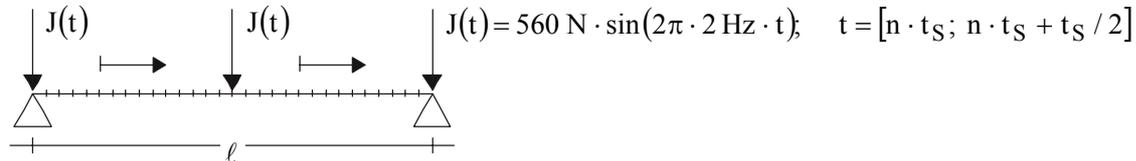


Bild 4.10 Einfeldträger mit wanderndem Impulsansatz

Der berechnete Beschleunigungsverlauf sieht, wie in Bild 4.11 dargestellt, aus. Deutlich zu erkennen ist, dass das Maximum der Beschleunigung nicht dann auftritt, wenn die Last in Feldmitte „angekommen“ ist, nämlich bei 7,75 sec, sondern erst nach $\frac{3}{4}$ der gesamten Einwirkungsdauer, bei etwa 11,5 sec.

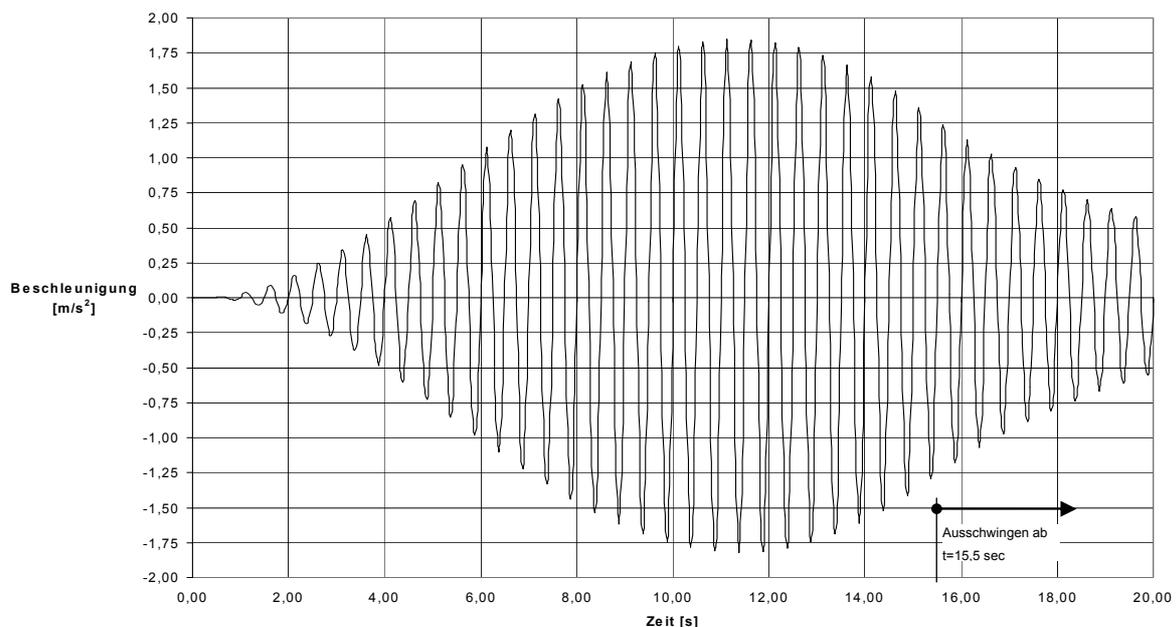


Bild 4.11 Beschleunigungsverlauf für den Einfeldträger in Feldmitte infolge wanderndem Impulsansatz

Ziel der Untersuchung ist, die Auswirkung des veränderlichen Lastangriffspunktes zu ermitteln. Dazu wird das Maximum des Beschleunigungsverlaufes des Einfeldträgers in Feldmitte infolge des wandernden Impulsansatzes bezogen auf das Maximum infolge des in Feldmitte angreifenden Impulsansatzes. Dieses Verhältnis wird mit dem Faktor k bezeichnet, mit dem die Last $\alpha_i \cdot G_0$ zur Berücksichtigung des örtlichen Fortschreitens abgemindert werden darf:

$$k = \frac{1,845 \text{ m/s}^2}{2,428 \text{ m/s}^2} = 0,760 \cong 0,75 \dots \text{ für die weiteren Berechnungen}$$

4.3 Einfluss der Brückeneigenschaften

Der in Kapitel 4.2.2 berechnete Faktor $k = 0,75$ zur Berücksichtigung des veränderlichen Lastangriffspunktes wurde nur für einen ganz speziellen Einfeldträger mit den Eigenschaften (ℓ, EI, μ, ζ) bestimmt. Es ist zu erwarten, dass sich dieser Faktor mit variierenden Systemeigenschaften ändern wird.

4.3.1 Einfluss des statischen Systems auf das Schwingungsverhalten

In der oben erwähnten Diplomarbeit [liessel 2000] wurde der Einfluss des statischen Systems auf das Schwingungsverhalten untersucht. Dabei wurden Zweifeldträger mit gleicher Feldlänge und Dreifeldträger mit jeweils gleich langen Endfeldern aber unterschiedlichem Verhältnis von Mittel- zu Endfeld betrachtet.

4.3.1.1 Zweifeldträger

Betrachtet wird ein Zweifeldträger mit je einer Feldlänge von $\ell = 27,0$ m und einer Eigenfrequenz von 2,0 Hz, vgl. Bild 4.12. Als Einwirkung wird der oben beschriebene, halbsinusförmige Impuls aufgebracht, wandernd von einem Knoten zum nächsten, über eine Zeitdauer von insgesamt 30,5 sec.

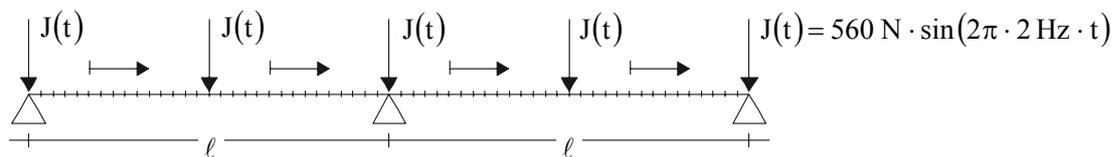


Bild 4.12 Zweifeldträger mit wanderndem Impulsansatz

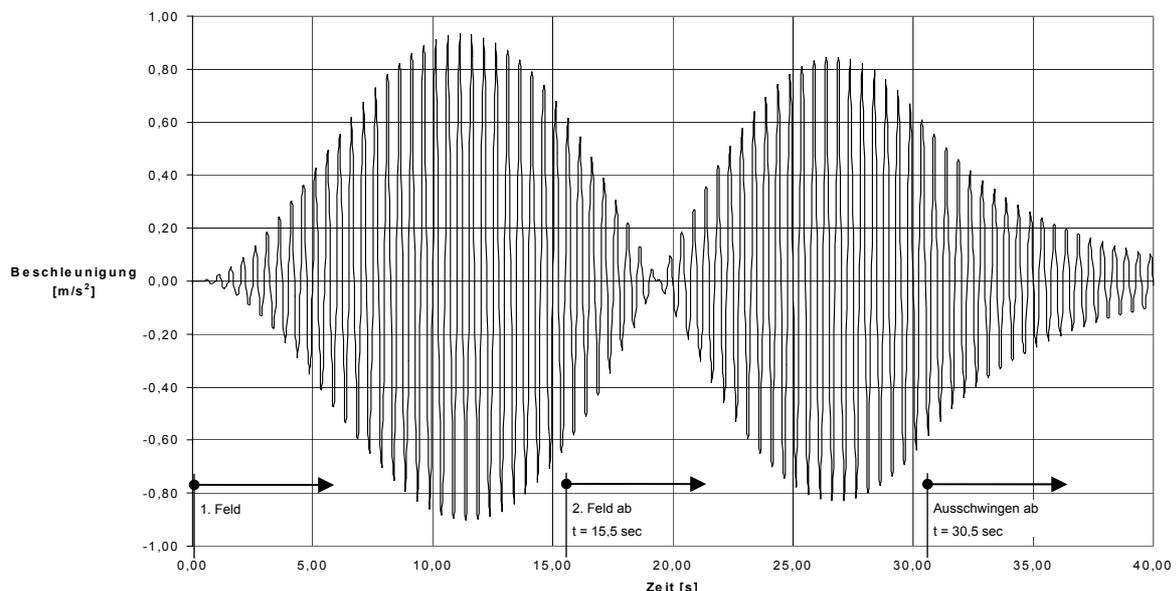


Bild 4.13 Beschleunigungsverlauf für den Zweifeldträger infolge des Impulsansatzes

Der Maximalwert der Beschleunigung tritt im mittleren Knoten jedes Feldes auf. Der Zeitverlauf in Bild 4.13 wurde für den mittleren Knoten des ersten Feldes erstellt. Man erkennt, dass die Beschleunigung auf Null zurückgeht, allerdings nicht bei Überschreitung des mittleren Lagers ($t=15,5$ sec), sondern erst einige Sekunden später ($t=19$ sec). Liessel formuliert den Zusammenhang wie folgt [Liessel 2000]: „Der völlige Zurückgang der Maximalwerte bis hin zur Nulllage wirkt zunächst verwunderlich. Die Tatsache beruht darauf, dass die Anregung im zweiten Brückenfeld genau der Schwingungsantwort des Systems entgegenwirkt. Erst wenn die vollständige Nulllage des Systems wieder erreicht ist, kann sich eine neue Schwingung aufbauen, bei der sich allerdings aufgrund der kürzeren verbleibenden Lasteinwirkungsdauer keine so großen Beschleunigungsausschläge wie im ersten Zeitraum bilden können.“

Um den Effekt des Entgegenwirkens der Last und der Schwingung im zweiten Feld auszuschließen, wird mit einer Phasenverschiebung gearbeitet. D.h. vor Betreten des zweiten Feldes wird eine Zeit von der halben Schrittdauer gewartet. Der Beschleunigungsverlauf sieht dann wie folgt aus (Bild 4.14).

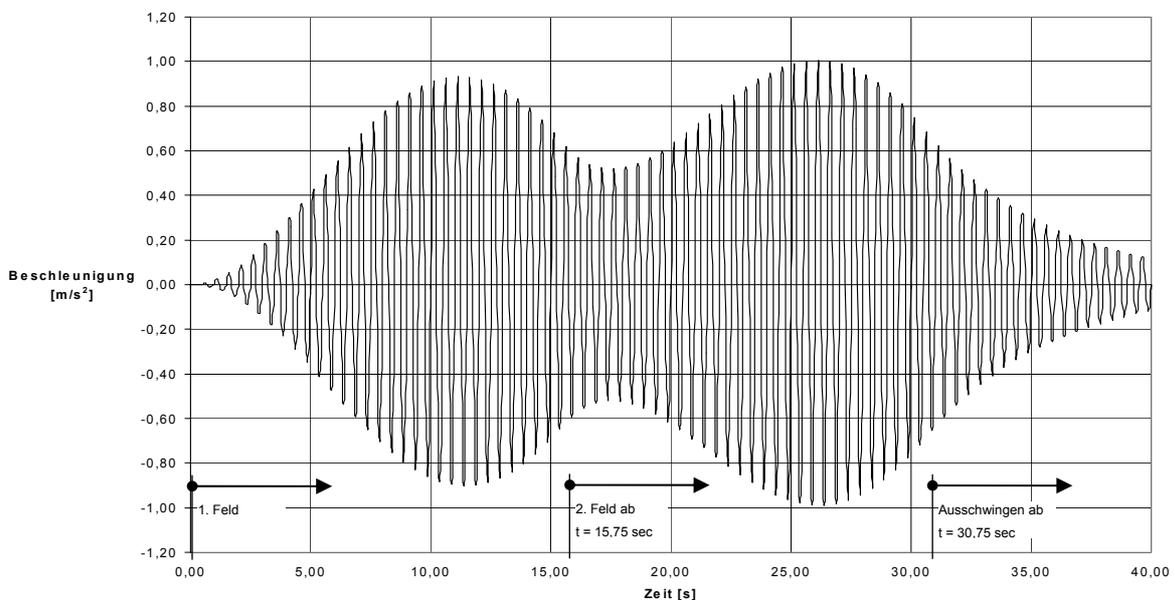


Bild 4.14 Beschleunigungsverlauf für den Zweifeldträger mit Phasenverschiebung

Man kann erkennen, dass in diesem Fall die Beschleunigungswerte zwar zurückgehen, weil die Anregung schwächer ist als die Dämpfung. Nach Betreten des zweiten Feldes jedoch nehmen die Werte wieder zu, sie werden sogar größer als die Werte infolge des Überschreitens des ersten Feldes. Dieser Fall, dass der Fußgänger die Schwingungen vergrößert, ist wegen des Rückkopplungseffektes wahrscheinlicher, als der erste, in dem der Fußgänger den Schwingungen entgegen wirkt. Deswegen wird in den weiteren Beispielen mit einer Phasenverschiebung von $t_S/2$ gearbeitet.

4.3.1.2 Dreifeldträger

Die Berechnungen mit dem wandernden, halbsinusförmigen Impulsansatz inkl. Phasenverschiebung werden nun am Dreifeldträger mit unterschiedlichen Stützweitenverhältnissen durchgeführt. Unabhängig

vom Stützweitenverhältnis hat jeder hier berechnete Dreifeldträger eine Eigenfrequenz von 2,0 Hz. Bild 4.15 zeigt den Dreifeldträger. Der Impulsansatz ist unverändert: $J(t) = 560 \text{ N} \cdot \sin(2\pi \cdot 2 \text{ Hz} \cdot t)$

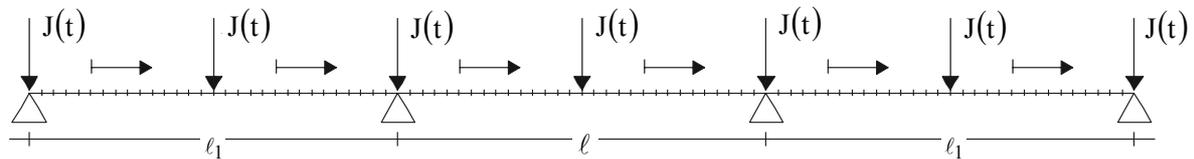


Bild 4.15 Dreifeldträger mit wanderndem Impulsansatz und unterschiedlichen Stützweiten

Exemplarisch wird in Bild 4.16 der Beschleunigungsverlauf für den Dreifeldträger mit drei gleichen Stützweiten dargestellt. Durch die Phasenverschiebung jeweils über den Auflagern geht die Beschleunigung nicht mehr auf Null zurück. Die Maximalwerte werden mit Überschreiten jedes Feldes größer.

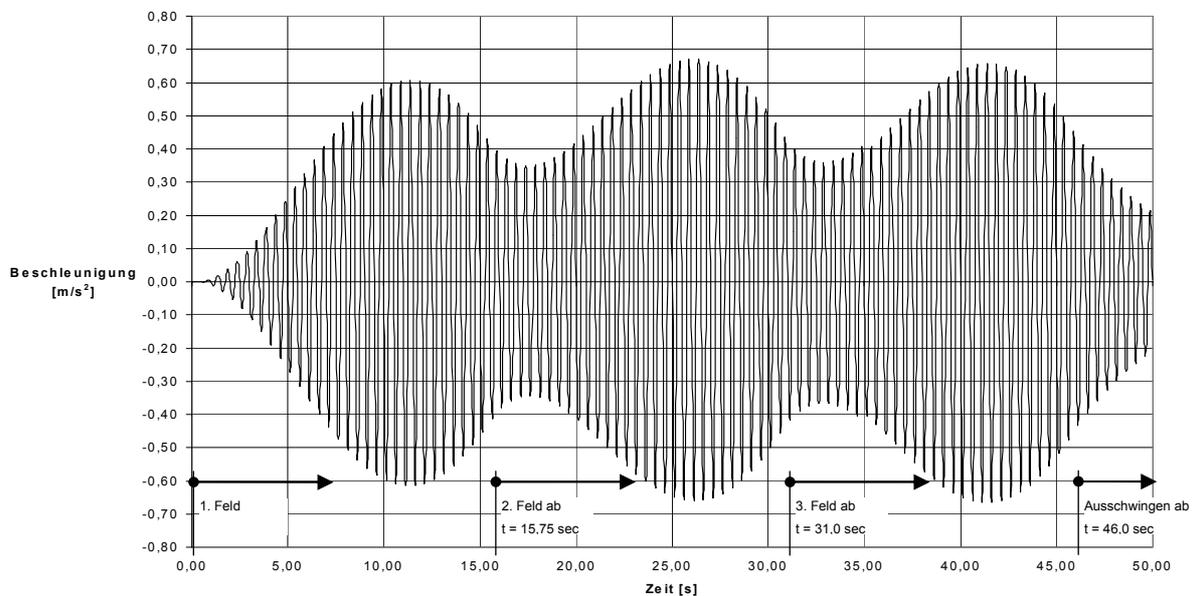


Bild 4.16 Beschleunigungsverlauf für den Dreifeldträger mit gleichen Stützweiten

Tabelle 4.2 zeigt die Systeme und Beschleunigungswerte, die in der Diplomarbeit [liessel 2000] berechnet wurden. Die Zahlen 1,0 bis 0,2 hinter dem Wort „Dreifeldträger“ geben das Verhältnis von Rand- zu Mittelfeldlänge wieder (ℓ_1 / ℓ). „Zeitversetzt“ bedeutet, dass die Last mit Phasenverschiebung, also mit einer Zeitpause von der halben Schrittdauer, $t_S / 2$ über den Auflagern aufgebracht worden ist. Der oberste Beschleunigungswert „Max. Beschleunigung für Last in Trägermitte“ wurde für eine örtlich konstante Last in Trägermitte erhalten. Auf diesen Wert beziehen sich nun die anderen Beschleunigungswerte, bei deren Berechnung die Last entlang des Trägers wanderte.

Alle Systeme haben eine erste Eigenfrequenz von 2,0 Hz, eine Mittelfeldlänge von $\ell = 27,0 \text{ m}$, eine Breite von 0,1 m und eine Dichte von 2000 kg/m^3 . Die Dichte wurde deshalb so hoch gewählt, um

praxisnahe Querschnittswerte zu erhalten, d.h. der Aufbau der Brücke ist durch die Dichte berücksichtigt; zur Berechnung von a_0 vgl. Gl. (4.16).

Max. Beschleunigung für Last in Trägermitte (Einfeldträger): $a_0 = \frac{\alpha_1 \cdot G}{M^* \cdot 2 \cdot \zeta} \cdot (1 - e^{-2\pi \cdot \zeta \cdot n}) = \frac{0,4 \cdot 700}{3691,4 \cdot 2 \cdot 0,015} \cdot (1 - e^{-2\pi \cdot 0,015 \cdot 30}) = 2,43 \text{ m/s}^2$

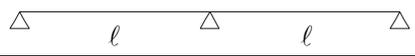
	Beschleunigung	Verhältnis zu a_0	Wichtung mit		ges. Faktor	Faktor k	Faktor k_a	Vorschlag k_a
			mitschw. Masse	mitschw. Masse				
Einfeldträger	1,85 m/s ²	0,760	3691,4	6810,9	0,760	0,75	1,01	1,00
Zweifeldträger	0,93 m/s ²	0,384	3691,4	3439,5	0,384	0,75	0,51	
Zweifeldträger (zeitversetzt)	1,02 m/s ²	0,420	3691,4	3768,9	0,420	0,75	0,56	0,60
Dreifeldträger 1,0	0,61 m/s ²	0,250	3691,4	2239,6	0,250	0,75	0,33	
Dreifeldträger 1,0 (zeitversetzt)	0,67 m/s ²	0,276	3691,4	2471,3	0,276	0,75	0,37	0,40
Dreifeldträger 0,8	1,56 m/s ²	0,643	2911,7	4546,3	0,507	0,75	0,68	
Dreifeldträger 0,8 (zeitversetzt)	1,73 m/s ²	0,710	2911,7	5023,1	0,560	0,75	0,75	0,80
Dreifeldträger 0,6	2,52 m/s ²	1,036	2504,5	6302,8	0,703	0,75	0,94	
Dreifeldträger 0,6 (zeitversetzt)	2,65 m/s ²	1,090	2504,5	6628,1	0,739	0,75	0,99	1,00
Dreifeldträger 0,4	3,13 m/s ²	1,290	2249,1	7045,1	0,786	0,75	1,05	
Dreifeldträger 0,4 (zeitversetzt)	3,20 m/s ²	1,317	2249,1	7194,2	0,803	0,75	1,07	1,10
Dreifeldträger 0,2	3,66 m/s ²	1,509	2004,8	7347,3	0,820	0,75	1,09	
Dreifeldträger 0,2 (zeitversetzt)	3,68 m/s ²	1,516	2004,8	7378,9	0,823	0,75	1,10	1,10
Einfeldträger eingespannt	4,74 m/s ²	1,951	1627,8	7711,3	0,860	0,75	1,15	

Tabelle 4.2 Berechnung der Faktoren k und k_a ; Beschleunigungswerte entnommen aus [liessel 2000]

Die freie Variable ist die Querschnittshöhe, die sich aufgrund o. g. Vorgaben eindeutig berechnen lässt. Mit der Höhe ändert sich die mitschwingende Masse, die bei der Berechnung der Beschleunigung indirekt proportional eingeht. Um die Ergebnisse dennoch vergleichen zu können, wurde in Tabelle 4.2 die berechnete Beschleunigung mit der mitschwingenden Masse multipliziert. Die mitschwingende Masse wurde analog dem Eurocode 5, Teil 2 für alle Systeme wie folgt ermittelt:

$$M^* = \mu \cdot b \cdot \ell / 2 \tag{4.15}$$

Daraus ergeben sich mit der Masse „gewichtete“ Beschleunigungswerte. Diese Werte werden dividiert durch die „Max. Beschleunigung für Last in Trägermitte“ und die mitschwingende Masse des Einfeldträgers. Dieser Verhältniswert wird mit „ges. Faktor“ bezeichnet. Dieser gesamte Faktor wird aufgeschlüsselt in einen Faktor $k=0,75$, der das Wandern der Last berücksichtigt, und einen Faktor k_a , der – analog dem Eurocode 5, Teil 2 – das statische System der Brücke berücksichtigt. Tabelle 4.3 zeigt die entsprechende Tabelle für die Werte k_a aus dem Eurocode 5 und die berechneten k_a -Faktoren.

Brückensystem	k_a - Faktor nach EC5		k_a - Faktor „ber.“ *)	
	1,0		1,0	
	0,7		0,6	
	für $l_1 / l = 1,0$	0,6	für $l_1 / l = 1,0$	0,4
	für $l_1 / l = 0,8$	0,8	für $l_1 / l = 0,8$	0,8
	für $l_1 / l \leq 0,6$	0,9	für $l_1 / l \leq 0,6$	1,0

*) k_a - Faktor unter zugrunde Legung des Faktors $k=0,75$

Tabelle 4.3 k_a - Faktoren nach Eurocode 5, Teil 2 und nach den Ergebnissen aus [liessel 2000]

4.3.2 Einfluss der Spannweite auf das Schwingungsverhalten

Alle Träger der Berechnungen der Diplomarbeit [liessel 2000] haben eine Spannweite im Mittelfeld von 27,0 m. Die Feldlänge ist entscheidend für die Berechnung der Lasteinwirkungsdauer. Diese entspricht der Zeit, die zum Überschreiten des Trägers benötigt wird. Um den Einfluss der Trägerlänge zu untersuchen, wurden in der Diplomarbeit [fleischmann 2001] weiterführende Berechnungen mit unterschiedlichen Trägerlängen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 zusammengefasst.

$\zeta = 0,015$	Spannweite ℓ	Höhe h	Anzahl Schritte	Beschleunigung	Einschwingvorgang	a max	Beschl. / a max	Faktor k	Faktor k_a	
Einfeldträger	5,40 m	0,09 m	6,0	17,06 m/s ²	0,43	25,74 m/s ²	0,663	0,66	1,00	Mittelwert: $k = 0,75$
	7,20 m	0,17 m	8,0	8,78 m/s ²	0,53	13,30 m/s ²	0,660	0,66	1,00	
	9,00 m	0,15 m	10,0	28,34 m/s ²	0,61	42,21 m/s ²	0,671	0,67	1,00	
	10,80 m	0,22 m	12,0	18,61 m/s ²	0,68	27,19 m/s ²	0,684	0,68	1,00	
	12,60 m	0,29 m	14,0	12,90 m/s ²	0,73	18,51 m/s ²	0,697	0,70	1,00	
	14,40 m	0,38 m	16,0	9,30 m/s ²	0,78	13,18 m/s ²	0,706	0,71	1,00	
	16,20 m	0,49 m	18,0	6,93 m/s ²	0,82	9,68 m/s ²	0,716	0,72	1,00	
	18,00 m	0,60 m	20,0	5,31 m/s ²	0,85	7,32 m/s ²	0,726	0,73	1,00	
	19,80 m	0,73 m	22,0	4,17 m/s ²	0,87	5,66 m/s ²	0,738	0,74	1,00	
	21,60 m	0,87 m	24,0	3,34 m/s ²	0,90	4,46 m/s ²	0,750	0,75	1,00	
	23,40 m	1,02 m	26,0	2,71 m/s ²	0,91	3,57 m/s ²	0,760	0,76	1,00	
	25,20 m	1,19 m	28,0	2,23 m/s ²	0,93	2,90 m/s ²	0,770	0,77	1,00	
	27,00 m	1,37 m	30,0	1,85 m/s ²	0,94	2,38 m/s ²	0,778	0,78	1,00	
	28,80 m	1,57 m	32,0	1,55 m/s ²	0,95	1,97 m/s ²	0,787	0,79	1,00	
	30,60 m	1,77 m	34,0	1,32 m/s ²	0,96	1,66 m/s ²	0,800	0,80	1,00	
	32,40 m	1,99 m	36,0	1,14 m/s ²	0,97	1,40 m/s ²	0,811	0,81	1,00	
34,20 m	2,22 m	38,0	0,98 m/s ²	0,97	1,19 m/s ²	0,819	0,82	1,00		
36,00 m	2,48 m	40,0	0,84 m/s ²	0,98	1,02 m/s ²	0,817	0,82	1,00		
37,80 m	2,73 m	42,0	0,74 m/s ²	0,98	0,89 m/s ²	0,837	0,84	1,00		
39,60 m	3,01 m	44,0	0,65 m/s ²	0,98	0,77 m/s ²	0,844	0,84	1,00		
Zweifeldträger (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	13,32 m/s ²	0,43	25,74 m/s ²	0,517	0,75	0,69	Mittelwert: $k_a = 0,60$
	12,60 m	0,29 m	14,0	8,34 m/s ²	0,73	18,51 m/s ²	0,450	0,75	0,60	
	19,80 m	0,73 m	22,0	2,42 m/s ²	0,87	5,66 m/s ²	0,428	0,75	0,57	
	27,00 m	1,37 m	30,0	0,97 m/s ²	0,94	2,38 m/s ²	0,406	0,75	0,54	
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,38 m/s ²	0,98	0,89 m/s ²	0,434	0,75	0,58	
Dreifeldträger 1,0 (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	14,92 m/s ²	0,43	25,74 m/s ²	0,580	0,75	0,77	Mittelwert: $k_a = 0,48$
	12,60 m	0,29 m	14,0	7,01 m/s ²	0,73	18,51 m/s ²	0,379	0,75	0,50	
	19,80 m	0,73 m	22,0	1,64 m/s ²	0,87	5,66 m/s ²	0,290	0,75	0,39	
	27,00 m	1,37 m	30,0	0,64 m/s ²	0,94	2,38 m/s ²	0,271	0,75	0,36	
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,26 m/s ²	0,98	0,89 m/s ²	0,290	0,75	0,39	

Tabelle 4.4 k_a - und k - Faktoren für $\zeta = 1,5\%$ nach den Ergebnissen, aus [fleischmann 2001]

Mit zunehmender Trägerlänge nimmt die Lasteinwirkungsdauer zu. Wirkt die Last genügend lange auf den Träger ein, wird der stationäre Zustand erreicht. Der Faktor für den Einschwingvorgang ist dann 1 (vgl. Tab. 4.4 und Gleichung (4.16)). Wirkt die Last nur kurze Zeit ein, wird der Einschwingvorgang nicht abgeschlossen. Mit Gleichung (3.33) wird der erreichbare Wert für die Beschleunigung a_{\max} in Abhängigkeit von der Anzahl der Schritte berechnet. Das Wandern der Last wird nicht berücksichtigt.

$$a_{\max} = \frac{F_0}{M^*} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \cdot \left(1 - e^{-\zeta \cdot \omega \cdot t}\right) = \frac{F_0}{M^*} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \cdot \left(1 - e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_S \cdot n \cdot t_S}\right) = \frac{280 \text{ N}}{\rho \cdot b \cdot h \cdot \ell / 2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 0,015} \cdot \left(1 - e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot n}\right) \quad (4.16)$$

ρ ist die Dichte des Trägers, n die Anzahl der zum Überqueren benötigten Schritte mit der o. g. Schrittlänge von $\ell_S = 0,9 \text{ m}$.

Tabelle 4.4 zeigt, dass das Verhältnis der Beschleunigungen unter wandernder Last zu der mit örtlich konstanter Last mit zunehmender Trägerlänge gegen 1 geht. Der Mittelwert beim Einfeldträger ist 0,75. Der Wert $k=0,75$ wurde auch im vorangegangenen Kapitel ermittelt. Wird der Wert $k=0,75$ auch für die Zwei- und Dreifeldträger angesetzt, so ergeben sich k_a - Mittelwerte von 0,6 bzw. 0,48.

4.3.3 Einfluss der Dämpfung auf das Schwingungsverhalten

Bis jetzt wurde bei der Berechnung der Träger die für Holzbaukonstruktionen bekannte Dämpfungskonstante $\zeta = 1,5\%$ angesetzt (vgl. [Norm EC5]). Die Dämpfungskonstante hat einen wesentlichen Einfluss auf das Schwingungsverhalten der Konstruktionen. Deswegen werden in den weiteren Untersuchungen unterschiedliche Dämpfungskonstanten eingesetzt, und zwar $\zeta = 0,5..1,0..1,5..2,0\%$. Die Ergebnisse sind den Tabellen 4.5 bis 4.7 zu entnehmen.

$\zeta = 0,005$	Spannweite l	Höhe h	Anzahl Schritte	Beschleunigung	Einschwingvorgang	a max	Beschl. / a max	Faktor k	Faktor k_a
Einfeldträger	5,40 m	0,09 m	6,0	19,63 m/s ²	0,17	30,71 m/s ²	0,639	0,64	1,00
	7,20 m	0,17 m	8,0	10,61 m/s ²	0,22	16,74 m/s ²	0,634	0,63	1,00
	9,00 m	0,15 m	10,0	35,59 m/s ²	0,27	55,93 m/s ²	0,636	0,64	1,00
	10,80 m	0,22 m	12,0	24,11 m/s ²	0,31	37,82 m/s ²	0,637	0,64	1,00
	12,60 m	0,29 m	14,0	17,27 m/s ²	0,36	26,97 m/s ²	0,640	0,64	1,00
	14,40 m	0,38 m	16,0	12,90 m/s ²	0,39	20,06 m/s ²	0,643	0,64	1,00
	16,20 m	0,49 m	18,0	9,91 m/s ²	0,43	15,35 m/s ²	0,646	0,65	1,00
	18,00 m	0,60 m	20,0	7,81 m/s ²	0,47	12,07 m/s ²	0,647	0,65	1,00
	19,80 m	0,73 m	22,0	6,30 m/s ²	0,50	9,68 m/s ²	0,651	0,65	1,00
	21,60 m	0,87 m	24,0	5,16 m/s ²	0,53	7,90 m/s ²	0,653	0,65	1,00
	23,40 m	1,02 m	26,0	4,28 m/s ²	0,56	6,54 m/s ²	0,654	0,65	1,00
	25,20 m	1,19 m	28,0	3,61 m/s ²	0,58	5,47 m/s ²	0,660	0,66	1,00
	27,00 m	1,37 m	30,0	3,07 m/s ²	0,61	4,63 m/s ²	0,662	0,66	1,00
	28,80 m	1,57 m	32,0	2,61 m/s ²	0,63	3,93 m/s ²	0,663	0,66	1,00
	30,60 m	1,77 m	34,0	2,26 m/s ²	0,66	3,40 m/s ²	0,666	0,67	1,00
	32,40 m	1,99 m	36,0	1,98 m/s ²	0,68	2,95 m/s ²	0,673	0,67	1,00
	34,20 m	2,22 m	38,0	1,73 m/s ²	0,70	2,57 m/s ²	0,675	0,68	1,00
	36,00 m	2,48 m	40,0	1,48 m/s ²	0,72	2,25 m/s ²	0,660	0,66	1,00
37,80 m	2,73 m	42,0	1,35 m/s ²	0,73	1,99 m/s ²	0,682	0,68	1,00	
39,60 m	3,01 m	44,0	1,20 m/s ²	0,75	1,76 m/s ²	0,683	0,68	1,00	
Zweifeldträger (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	17,59 m/s ²	0,17	30,71 m/s ²	0,573	0,75	0,76
	12,60 m	0,29 m	14,0	14,30 m/s ²	0,36	26,97 m/s ²	0,530	0,75	0,71
	19,80 m	0,73 m	22,0	4,80 m/s ²	0,50	9,68 m/s ²	0,496	0,75	0,66
	27,00 m	1,37 m	30,0	2,14 m/s ²	0,61	4,63 m/s ²	0,463	0,75	0,62
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,88 m/s ²	0,73	1,99 m/s ²	0,445	0,75	0,59
Dreifeldträger 1,0 (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	25,15 m/s ²	0,17	30,71 m/s ²	0,819	0,75	1,09
	12,60 m	0,29 m	14,0	12,57 m/s ²	0,36	26,97 m/s ²	0,466	0,75	0,62
	19,80 m	0,73 m	22,0	3,75 m/s ²	0,50	9,68 m/s ²	0,388	0,75	0,52
	27,00 m	1,37 m	30,0	1,65 m/s ²	0,61	4,63 m/s ²	0,357	0,75	0,48
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,62 m/s ²	0,73	1,99 m/s ²	0,311	0,75	0,41

Tabelle 4.5 k_a - und k - Faktoren für $\zeta = 0,5\%$ nach den Ergebnissen, aus [fleischmann 2001]

$\zeta = 0,010$	Spannweite l	Höhe h	Anzahl Schritte	Beschleunigung	Einschwingvorgang	a max	Beschl. / a max	Faktor k	Faktor k_a
Einfeldträger	5,40 m	0,09 m	6,0	18,27 m/s ²	0,31	28,07 m/s ²	0,651	0,65	1,00
	7,20 m	0,17 m	8,0	9,63 m/s ²	0,39	14,88 m/s ²	0,648	0,65	1,00
	9,00 m	0,15 m	10,0	31,34 m/s ²	0,47	48,39 m/s ²	0,648	0,65	1,00
	10,80 m	0,22 m	12,0	21,07 m/s ²	0,53	31,89 m/s ²	0,661	0,66	1,00
	12,60 m	0,29 m	14,0	14,76 m/s ²	0,58	22,17 m/s ²	0,666	0,67	1,00
	14,40 m	0,38 m	16,0	10,82 m/s ²	0,63	16,09 m/s ²	0,672	0,67	1,00
	16,20 m	0,49 m	18,0	8,15 m/s ²	0,68	12,04 m/s ²	0,678	0,68	1,00
	18,00 m	0,60 m	20,0	6,33 m/s ²	0,72	9,25 m/s ²	0,685	0,68	1,00
	19,80 m	0,73 m	22,0	5,03 m/s ²	0,75	7,27 m/s ²	0,692	0,69	1,00
	21,60 m	0,87 m	24,0	4,06 m/s ²	0,78	5,81 m/s ²	0,699	0,70	1,00
	23,40 m	1,02 m	26,0	3,32 m/s ²	0,80	4,72 m/s ²	0,704	0,70	1,00
	25,20 m	1,19 m	28,0	2,76 m/s ²	0,83	3,87 m/s ²	0,714	0,71	1,00
	27,00 m	1,37 m	30,0	2,31 m/s ²	0,85	3,22 m/s ²	0,720	0,72	1,00
	28,80 m	1,57 m	32,0	1,95 m/s ²	0,87	2,69 m/s ²	0,726	0,73	1,00
	30,60 m	1,77 m	34,0	1,68 m/s ²	0,88	2,28 m/s ²	0,734	0,73	1,00
	32,40 m	1,99 m	36,0	1,45 m/s ²	0,90	1,95 m/s ²	0,744	0,74	1,00
	34,20 m	2,22 m	38,0	1,25 m/s ²	0,91	1,67 m/s ²	0,746	0,75	1,00
	36,00 m	2,48 m	40,0	1,07 m/s ²	0,92	1,44 m/s ²	0,744	0,74	1,00
37,80 m	2,73 m	42,0	0,96 m/s ²	0,93	1,26 m/s ²	0,765	0,76	1,00	
39,60 m	3,01 m	44,0	0,85 m/s ²	0,94	1,10 m/s ²	0,770	0,77	1,00	
Zweifeldträger (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	15,20 m/s ²	0,31	28,07 m/s ²	0,541	0,75	0,72
	12,60 m	0,29 m	14,0	10,57 m/s ²	0,58	22,17 m/s ²	0,477	0,75	0,64
	19,80 m	0,73 m	22,0	3,24 m/s ²	0,75	7,27 m/s ²	0,445	0,75	0,59
	27,00 m	1,37 m	30,0	1,34 m/s ²	0,85	3,22 m/s ²	0,416	0,75	0,55
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,53 m/s ²	0,93	1,26 m/s ²	0,422	0,75	0,56
Dreifeldträger 1,0 (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	18,74 m/s ²	0,31	28,07 m/s ²	0,667	0,75	0,89
	12,60 m	0,29 m	14,0	8,61 m/s ²	0,58	22,17 m/s ²	0,389	0,75	0,52
	19,80 m	0,73 m	22,0	2,28 m/s ²	0,75	7,27 m/s ²	0,314	0,75	0,42
	27,00 m	1,37 m	30,0	1,01 m/s ²	0,85	3,22 m/s ²	0,315	0,75	0,42
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,35 m/s ²	0,93	1,26 m/s ²	0,281	0,75	0,37

Tabelle 4.6 k_a - und k - Faktoren für $\zeta = 1,0\%$ nach den Ergebnissen, aus [fleischmann 2001]

$\zeta = 0,020$	Spannweite l	Höhe h	Anzahl Schritte	Beschleunigung	Einschwingvorgang	a max	Beschl. / a max	Faktor k	Faktor k_a
Einfeldträger	5,40 m	0,09 m	6,0	15,97 m/s ²	0,53	23,67 m/s ²	0,675	0,67	1,00
	7,20 m	0,17 m	8,0	8,14 m/s ²	0,63	11,94 m/s ²	0,681	0,68	1,00
	9,00 m	0,15 m	10,0	25,73 m/s ²	0,72	37,11 m/s ²	0,693	0,69	1,00
	10,80 m	0,22 m	12,0	16,69 m/s ²	0,78	23,45 m/s ²	0,712	0,71	1,00
	12,60 m	0,29 m	14,0	11,42 m/s ²	0,83	15,69 m/s ²	0,728	0,73	1,00
	14,40 m	0,38 m	16,0	8,18 m/s ²	0,87	10,99 m/s ²	0,744	0,74	1,00
	16,20 m	0,49 m	18,0	6,00 m/s ²	0,90	7,96 m/s ²	0,754	0,75	1,00
	18,00 m	0,60 m	20,0	4,57 m/s ²	0,92	5,94 m/s ²	0,769	0,77	1,00
	19,80 m	0,73 m	22,0	3,57 m/s ²	0,94	4,55 m/s ²	0,784	0,78	1,00
	21,60 m	0,87 m	24,0	2,83 m/s ²	0,95	3,55 m/s ²	0,798	0,80	1,00
	23,40 m	1,02 m	26,0	2,29 m/s ²	0,96	2,82 m/s ²	0,811	0,81	1,00
	25,20 m	1,19 m	28,0	1,87 m/s ²	0,97	2,27 m/s ²	0,823	0,82	1,00
	27,00 m	1,37 m	30,0	1,55 m/s ²	0,98	1,85 m/s ²	0,835	0,84	1,00
	28,80 m	1,57 m	32,0	1,29 m/s ²	0,98	1,52 m/s ²	0,846	0,85	1,00
	30,60 m	1,77 m	34,0	1,09 m/s ²	0,99	1,28 m/s ²	0,855	0,86	1,00
	32,40 m	1,99 m	36,0	0,93 m/s ²	0,99	1,08 m/s ²	0,867	0,87	1,00
34,20 m	2,22 m	38,0	0,80 m/s ²	0,99	0,91 m/s ²	0,876	0,88	1,00	
36,00 m	2,48 m	40,0	0,68 m/s ²	0,99	0,78 m/s ²	0,875	0,88	1,00	
37,80 m	2,73 m	42,0	0,60 m/s ²	0,99	0,67 m/s ²	0,891	0,89	1,00	
39,60 m	3,01 m	44,0	0,53 m/s ²	1,00	0,59 m/s ²	0,899	0,90	1,00	
Zweifeldträger (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	11,79 m/s ²	0,53	23,67 m/s ²	0,498	0,75	0,66
	12,60 m	0,29 m	14,0	6,84 m/s ²	0,83	15,69 m/s ²	0,436	0,75	0,58
	19,80 m	0,73 m	22,0	1,94 m/s ²	0,94	4,55 m/s ²	0,427	0,75	0,57
	27,00 m	1,37 m	30,0	0,77 m/s ²	0,98	1,85 m/s ²	0,418	0,75	0,56
37,80 m	2,73 m	42,0	0,31 m/s ²	0,99	0,67 m/s ²	0,453	0,75	0,60	
Dreifeldträger 1,0 (zeitversetzt)	5,40 m	0,09 m	6,0	13,18 m/s ²	0,53	23,67 m/s ²	0,557	0,75	0,74
	12,60 m	0,29 m	14,0	6,07 m/s ²	0,83	15,69 m/s ²	0,387	0,75	0,52
	19,80 m	0,73 m	22,0	1,30 m/s ²	0,94	4,55 m/s ²	0,285	0,75	0,38
	27,00 m	1,37 m	30,0	0,64 m/s ²	0,98	1,85 m/s ²	0,348	0,75	0,46
	37,80 m	2,73 m	42,0	0,20 m/s ²	0,99	0,67 m/s ²	0,301	0,75	0,40

Tabelle 4.7 k_a - und k -Faktoren für $\zeta = 2,0\%$ nach den Ergebnissen, aus [fleischmann 2001]

Die Ergebnisse bestätigen Gleichung (4.16). Sie entsprechen den in Bild 4.17 dargestellten Einschwingvorgängen. Der Einschwingvorgang ist bei größerer Dämpfung schneller abgeschlossen, weil die Eigenschwingungen schneller gedämpft werden. Deswegen werden beim Einfeldträger für $\zeta = 2,0\%$ die größten Verhältniswerte für die maximalen Beschleunigungen infolge wandernder und infolge örtlich konstanter Last erreicht. Der Faktor $k=0,75$ ist aber auch unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Dämpfungskonstanten ein sinnvoller Näherungswert.

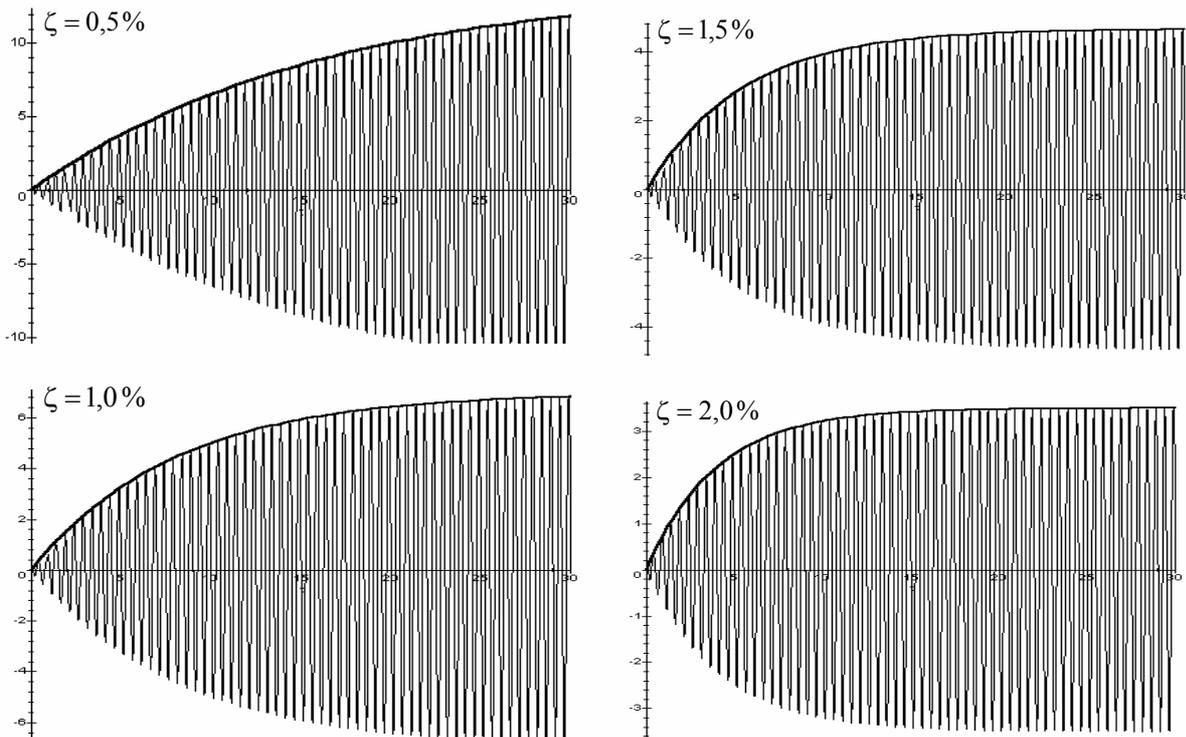
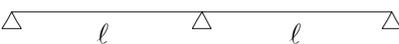


Bild 4.17 Einschwingvorgang für unterschiedliche Dämpfungskonstanten, aus [fleischmann 2001]

Bei den Mehrfeldträgern hat die höhere Dämpfung neben dem Effekt des schneller abklingenden Einschwingvorganges noch eine weitere Wirkung: Die im ersten Feld aufgebrachte Beschleunigung wird schneller wieder gedämpft als im nächsten Feld angeregt werden kann. Deshalb ist für Mehrfeldträger kein direkter Zusammenhang zwischen größer werdender Dämpfung und k_a - Werten festzustellen.

Zusammenfassend und unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Dämpfungskonstanten werden folgende k und k_a - Werte vorgeschlagen, vgl. Tabelle 4.8. Diese Tabelle unterscheidet sich zu Tabelle 4.3 nur durch den Wert $k_a=0,5$ (anstelle 0,4) für den Dreifeldträger mit $l_1/l = 1,0$. Bei der Anwendung dieser Tabellen ist die mitschwingende Masse für alle Systeme wie folgt anzunehmen:

$$M^* = \mu \cdot b \cdot l / 2$$

Brückensystem	k_a - Faktor nach EC5		k_a - Faktor „neu“ *)	
	1,0		1,0	
	0,7		0,6	
	für $l_1/l = 1,0$	0,6	für $l_1/l = 1,0$	0,5
	für $l_1/l = 0,8$	0,8	für $l_1/l = 0,8$	0,8
	für $l_1/l \leq 0,6$	0,9	für $l_1/l \leq 0,6$	1,0

*) k_a - Faktor unter zugrunde Legung des k - Faktors zu $k=0,75$

Tabelle 4.8 k_a - Faktoren nach Eurocode 5 und nach den Berechnungen unter Berücksichtigung der Dämpfungskonstanten, aus [liessel 2000]

5 Die Dämpfung von Baukonstruktionen

5.1 Allgemeines

Bisher ist deutlich geworden, dass die Dämpfung ein sehr wichtiger Faktor bei der dynamischen Berechnung von Baukonstruktionen ist. Gleichzeitig bringt aber die „...Annahme für die Dämpfung ... große Unsicherheiten mit sich...“ [bachmann 2000], da sie schwierig zu erfassen ist. An dieser Stelle wird noch weiter aus dem amüsant geschriebenen Aufsatz von Bachmann [bachmann 2000] zitiert: „Die Dämpfung ist ein „Heimlifeiss“! ... „Heimlifeiss“ ist eines jener zahlreichen Wörter im schweizerdeutschen Dialekt, die außerordentlich treffend sind, die sich aber kaum adäquat ins Hochdeutsche übersetzen lassen. „Heimlifeiss“ bedeutet etwa ein Geheimnisse hütender, listiger Geselle, der einem immer wieder Streiche spielt und einen ins Leere laufen lässt. So etwas ist die Dämpfung.“

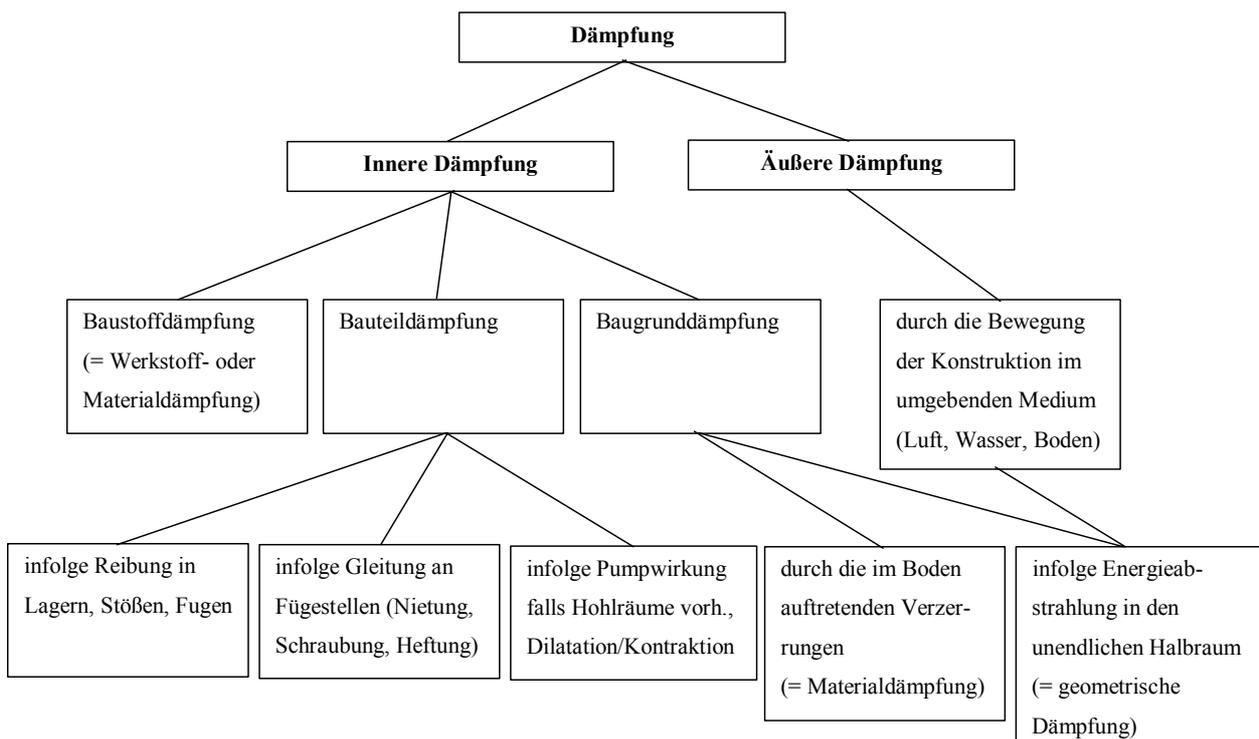


Bild 5.1 Zusammenhang zwischen innerer und äußerer Dämpfung

Mit Dämpfung bezeichnet man jede Umwandlung von Bewegungsenergie in andere Energieformen (Energiedissipation).

Nach Petersen [petersen 1996] ist zu unterscheiden zwischen innerer und äußerer Dämpfung. Als innere Dämpfung werden genannt, die Baustoffdämpfung, z. B. als Werkstoff- oder Materialdämpfung, die Bauteildämpfung, entweder infolge Reibung in Lagern, Stößen, Fugen, oder infolge Gleitung an Füge-

stellen (z. B. Nietung, Schraubung, Heftung), oder infolge Pumpwirkung, falls Hohlräume vorhanden sind (Dilatation/Kontraktion). Außerdem zählen zur inneren Dämpfung die Baugrundsämpfung, welche durch die im Boden auftretenden Verzerrungen entsteht, und die Energieabstrahlung in den unendlichen Halbraum. Letztere wird auch geometrische Dämpfung genannt und gehört eigentlich schon zur äußeren Dämpfung.

Als Definition für die äußere Dämpfung wird die durch die Bewegung der Konstruktion im umgebenden Medium entstehende Dämpfung genannt. Bild 5.1 verdeutlicht diese Zusammenhänge.

Kuchling [kuchling 1991] unterscheidet zwischen äußerer und innerer Reibung. Da die dämpfende Kraft einmal konstant und einmal der Geschwindigkeit proportional ist, ist der Verlauf der Abklingkurven linear bzw. exponentiell fallend. Bild 5.2 zeigt zwei Abklingkurven. Die obere Kurve stellt den Verlauf für die äußere Reibung dar. Die Abklingkurve fällt linear ab, d.h. der absolute Unterschied zwischen zwei aufeinander folgenden Amplituden, hier mit $\Delta\hat{y} = \hat{y}_i - \hat{y}_{i+1}$ bezeichnet, ist konstant. Eine konstant dämpfende Kraft tritt z. B. bei der Reibungskraft in der Lagerung des Schwingers auf.

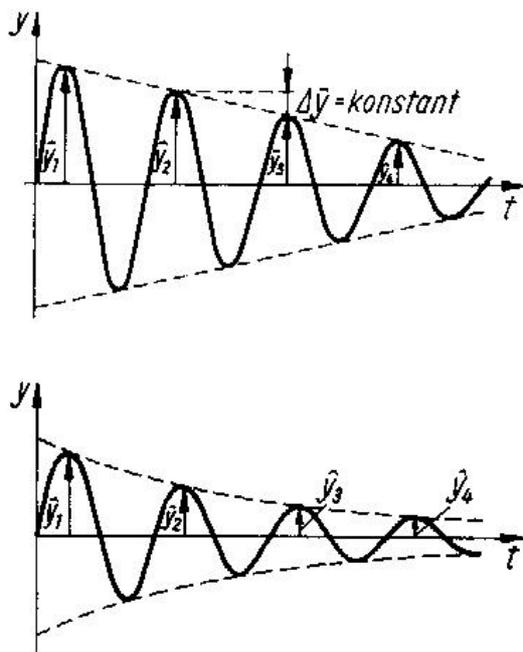


Bild 5.2 Abklingkurven für äußere Reibung (oben) und innere Reibung (unten), aus [kuchling 1991]

Die untere Kurve in Bild 5.2 stellt eine exponentiell fallende Abklingkurve dar, bei der das Verhältnis zweier aufeinander folgender Amplituden konstant ist, $\hat{y}_i / \hat{y}_{i+1} = \text{konst.}$ Die dämpfende Kraft ist, wie sie auch in Kapitel 3 angenommen wurde, der Momentangeschwindigkeit proportional. Dieses Verhalten wird in [kuchling 1991] der inneren Reibung zugeordnet, z. B. aufgrund innerer Reibung durch elastische Verformung.

5.2 In der Literatur bekannte Dämpfungswerte

Wie oben geschrieben, ist die Dämpfung ein relativ unsicherer Faktor in der Berechnung. Dennoch sind in der Literatur einige Dämpfungswerte genannt. Dämpfungswerte für Baustoffe aus Normenwerken und Dämpfungswerte aus der Literatur für Holzkonstruktionen sind in Tabelle 5.1 dargestellt.

Literaturstelle	Werkstoffe	Logarithmisches Dekrement	Lehr'sches Dämpfungsmaß
	Stahl- und Aluminiumkonstruktionen geschraubt (SL- Verbindung)	0,05	0,80 %
[Norm 1055,4] DIN 1055, T. 4, Abs. 2.1	Beton- und Stahlbetonkonstruktionen		
	- Zustand I (auch Spannbeton)	0,04	0,64 %
	- überwiegend Zustand II	0,10	1,60 %
	Mauerwerkkonstruktionen	0,12	1,91 %
	Holzkonstruktionen	0,15	2,40 %
[Norm 4178]	Glockentürme allgemein	0,10	1,60 %
[Norm 4149,1]	Erdbeben allgemein	0,50	0,80 %
[Norm EC5]	Holzkonstruktionen		
	ohne mechanische Verbindungsmittel mit mechanischen Verbindungsmitteln	0,063 0,094	1,00 % 1,50 %
[bachmann 1988- beton]	Turn- und Sporthallen aus Holz	0,188	3,00 %
[seidel 1996]	Straßenbrücken aus Holz		
	1. Biege- Eigenform	0,10 ... 0,22	1,60 ... 3,50 %
	2. Biege- Eigenform	0,07 ... 0,18	1,10 ... 2,90 %
	1. Torsions- Eigenform	0,16 ... 0,30	2,50 ... 4,80 %
	2. Torsion- Eigenform	0,10 ... 0,18	1,60 ... 2,90 %
[bachmann 1988-bauing]	Geh- und Radwegbrücken	0,094	1,50 %

Tabelle 5.1 In der Literatur genannte Dämpfungswerte, nach [gerold 1998]

Tabelle 5.2 wurde aus [petersen 1996] entnommen. Sie basiert auf Literaturrecherchen und Versuchen. Mit Hilfe dieser Tabelle hat der Planer die Möglichkeit, die Dämpfung für ein geplantes Bauwerk aus der Summe der Dämpfungswerte für die einzelnen Bauteile und den Baugrund zu berechnen. Dabei sollen unterschiedliche Werte verwendet werden, je nachdem wie groß die zu erwartenden Amplituden der Konstruktion sind. Diese Unterscheidung wird auch für hölzerne Konstruktionen des Hoch- und Brückenbaus getroffen. Unterschieden wird ferner zwischen der Art der Holzkonstruktion. Größere Dämpfungswerte werden Bauten aus Bauholz mit Dübel-, Bolzen- und Nagelverbindungen zugeordnet,

etwa halb so große Werte Bauten aus Leimbauweise wie Brettschichtträger oder Brettschichtrahmen. Werden die Anteile Λ_1 und Λ_3 dazu addiert, stimmen die in Tabelle 5.2 genannten Werte mit denen des Eurocode 5 überein, vgl. Tab. 5.1.

Weiterhin gibt Petersen an, dass die Dämpfung von Holz als organischer Werkstoff „von der Höhe der Beanspruchung vergleichsweise unabhängig“ ist. Sie ist aber sehr „wohl abhängig von der Art der Anstrengung (Zug/Druck oder Torsion)“ [petersen 1996].

Dämpfung in Baustoffen, in Bauteilen und im Baugrund										
$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3$										
Λ_1 : Dämpfung im Baustoff ; (Λ : logarithmisches Dekrement) Λ_2 : Dämpfung in Bauteilen und Verbindungsmitteln ; Λ_3 : Dämpfung durch Lagerung und Baugrund (nicht für Maschinen Gründungen u.ä.) Lineare Schwingungen in Nutzzustand (nicht für extreme, außergewöhnliche Einwirkungen) Umrechnungen : Dämpfungsgrad : $\xi = \Lambda/2\pi$; Verlustfaktor : $\eta_v = \Lambda/\pi$										
Λ_1	Stahl : ferritisch	0,005	0,008	0,012	Stahlbeton : Zust I	0,025	0,030	0,040		
	: austenitisch	0,008	0,013	0,018	: Zust II	0,035	0,045	0,055		
	Aluminium - Legierung	0,010	0,015	0,025	Spannbeton	0,020	0,025	0,030		
	Bauholz : Laubholz	0,030	0,035	0,040	Leichtbeton	0,035	0,045	0,055		
	: Nadelholz	0,040	0,045	0,050	Mauerwerk : Naturstein	0,055	0,065	0,080		
	Brettschichtholz	0,025	0,030	0,035	: Ziegel, Betonstein	0,045	0,050	0,060		
	Kunststoff GFK	0,035	0,040	0,045	: Klinker	0,040	0,045	0,055		
Λ_2	Hochbau (Träger, Hallen, Hochhäuser) in Stahl				Fußweg- u. Straßenbrücken in Stahl					
	ohne Ausbau : W, SLP, GV	0,012	0,015	0,018	Fahrbahn : Stahl u. Asphalt	0,020	0,025	0,030		
	ohne Ausbau : SL	0,015	0,020	0,025	Fahrbahn : Beton, Stahlverbund	0,025	0,035	0,040		
	mit Ausbau	0,035	0,040	0,045	Fahrbahn : Holz	0,030	0,040	0,050		
	Stahlschornsteine ohne Abspannung				Eisenbahnbrücken in Stahl					
	ohne Ausbau : W, SLP, GV	0,002	0,003	0,005	offene Bauweise	0,030	0,035	0,050		
	ohne Ausbau : SL	0,005	0,007	0,010	geschl. Bauweise ohne Schotterbett	0,025	0,030	0,050		
	mit Rauchrohr u. Isolierung	0,012	0,015	0,020	geschl. Bauweise mit Schotterbett	0,040	0,050	0,070		
	mit Ausmauerung	0,030	0,040	0,065	Fußweg- u. Rohrleitungsbrücken					
	Stählerne Turm- und Antennenträgerwerke				als Hängesteg					
	ohne Ausbau : W, SLP, GV	0,007	0,010	0,015	Schrägleitbrücken	0,030	0,040	0,050		
	mit Einbauten (Podeste u.ä.)	0,012	0,015	0,020	Hängebrücken	0,025	0,030	0,035		
Abgespannte Maste u. Schornsteine				Zuschlag in allen Fällen: Brückenträger als Fachwerk : Faktor 1,2 Torsionsschwingungen : Faktor 1,3						
Für vergleichbare Konstruktionen in Aluminium können die Werte für Stahl übernommen werden.										
Λ_2	Hölzerne Konstruktionen des Hoch- und Brückbaus : Bauten aus Bauholz mit Dübel-, Bolzen- und Nagelverbindungen Leimbauweise (Brettschichtträger und -rahmen)				0,035	0,040	0,050			
	Hochbau (Träger, Hallen, Hochhäuser) in Stahlbeton				Schornsteine und turmartige Bauwerke in Stahlbeton					
	Decken, Träger, Tribünen	0,035	0,040	0,050	ohne Ausbau	0,010	0,015	0,020		
	Scheiben- u. Kastenbauweise				mit Ausbau	0,015	0,020	0,030		
ohne Ausbau	0,020	0,030	0,040	Brücken in Stahlbetonbauweise						
mit Ausbau	0,030	0,040	0,060	Fußweg- u. Straßenbrücken						
Rahmenbauweise				Eisenbahnbrücken						
ohne Ausbau	0,025	0,035	0,045	ohne Schotterbett	0,020	0,025	0,030			
mit Ausbau	0,035	0,045	0,055	mit Schotterbett	0,035	0,040	0,045			
Vorstehende Werte gelten ebenfalls für Spannbeton- und Fertigbetonbauweisen sowie für Leichtbeton										
Hochbauten in Mauerwerk, einschließlich Türme (Glockentürme)										
Λ_3	Hochbau : Decken, Träger, Binder, Lagerung auf Beton und Mauerwerk				0,004	0,005	0,006	Brückenbau : Lagerung der Hauptträger		
	Stützen und Rahmen				Stählerne Gleitlager					
	mit Einspannung mit Gelenken	0,008	0,010	0,012	0,004	0,005	0,006	Rolllager		
		0,004	0,005	0,006	Topf- u. Kolottenlager (PTFE)					
	Turmartige, frei auskragende Konstruktionen				Elastomer-Verformungs-Lager					
	auf Stahlkonstruktion	0,008	0,010	0,012	Legende (Abkürzungen) :					
	auf Betonkonstruktion	0,004	0,005	0,006	W : Schweißverbindung					
	auf Fundamenten				SL : Scher-Lochleibungs-Schraubenverbindung					
	auf Fels	0,004	0,005	0,006	SLP : Scher-Lochleibungs-Pfalschraubenverbindung					
	auf Kies	0,006	0,008	0,010	GV : Gleitfeste vorgespannte Schraubenverbindung					
	auf Sand	0,008	0,010	0,012	Zust. I : Ungerissener Beton, Zust. II : Gerissener Beton					
	auf Pfahlrost	0,012	0,015	0,018						
Beispiele (Mittelwerte) :										
1. Stählerner Abluftkamin, geschweißt auf Trägerrost : $\Lambda = 0,008 + 0,003 + 0,010 = 0,021$										
2. Gittermast, SLP-geschraubt, Einzelfundamente auf Kies : $\Lambda = 0,008 + 0,010 + 0,008 = 0,026$										
3. Ständer in einer stählerne Bogenbrücke in Gelenken : $\Lambda = 0,008 + \dots + 0,005 = 0,013$										
4. Stählerne Eisenbahnbrücke mit Schotterbett auf Gleitlagern : $\Lambda = 0,008 + 0,050 + 0,015 = 0,073$										
5. Hängesteg mit Fachwerkträger und Holzbelag : $\Lambda = 0,008 + 1,2 \cdot 0,015 + \dots = 0,026$										
von der Kabelrückverankerung und den Brückenlagern geht praktisch kein Beitrag aus;										
der Holzbelag wird zusätzlich mit 0,010 bewertet : $\Lambda = 0,036$; für Torsion : $1,3 \cdot 0,036 = 0,047$										
6. Spannbetonbrücke auf Kalottenlagern mit PTFE : $\Lambda = 0,025 + 0,020 + 0,010 = 0,055$										

Tabelle 5.2 Dämpfung in Baustoffen, in Bauteilen und im Baugrund, aus [petersen 1996]

5.3 Versuche zur Bestimmung der Dämpfung

Die Baustoffdämpfung kann entweder durch direkte oder indirekte Dämpfungsmessungen ermittelt werden. Die direkte Messung geschieht an isolierten Prüfkörpern. Mit Hilfe der dynamischen Hysterese werden die Materialdämpfung und, falls vorhanden, die Dämpfung der Verbindungsmittel gemessen, vgl. Kapitel 5.3.1.

Die indirekte Dämpfungsmessung wird an Bauwerken durchgeführt. Dadurch wird die Summe der einzelnen Dämpfungskomponenten an einem Bauwerk bestimmt. Man erhält den für die Praxis relevanten Wert der gesamten Dämpfung inkl. der Summe aller Einflüsse eines Bauwerks. Für die Übertragung der Ergebnisse auf andere Bauwerke kann versucht werden, die erhaltene Summe wieder in die einzelnen Bestandteile zu zerlegen, vgl. Tabelle 5.2.

Für die indirekte Messung stehen zwei Methoden zur Verfügung: Die Messung der Ausschwingkurve (Kapitel 5.3.2) und die Messung der Resonanzkurve (Kapitel 5.3.3). Diese beiden Methoden wurden im Rahmen dieser Arbeit angewandt. Die Messergebnisse sind in Kapitel 7 dargestellt.

5.3.1 Direkte Dämpfung durch die dynamische Hysterese

„Die im Inneren der Materialien auftretenden dissipativen Widerstände bewirken ein Nachhinken der Verformung hinter der einwirkenden Kraft, was sich bei zyklischer Beanspruchung in der Bildung einer Hysterese-Schleife... äußert.“ [müller 1977], vgl. Bild 5.3. In diesem Bild entspricht der Flächeninhalt der Hysterese-Schleife ΔW_N dem Betrag der im Verlauf eines Schwingungszyklus in dem Prüfkörper umgewandelten Schwingungsenergie. D.h. die Fläche ist ein Maß für die verlorene Energie und die Nenndämpfung. Dieser Wert wird bezogen auf die eingebrachte Energie W_N . Daraus ergibt sich die so genannte verhältnismäßige Nenndämpfung oder der Nenndämpfungsfaktor $\text{nom } \Psi$:

$$\text{nom } \Psi = \frac{\Delta W_N}{W_N} \quad (5.1)$$

Das Verhältnis zwischen den Flächen in Bild 5.3 ist stark verzerrt. Normalerweise ist die Nenndämpfung sehr viel kleiner als die eingebrachte Energie.

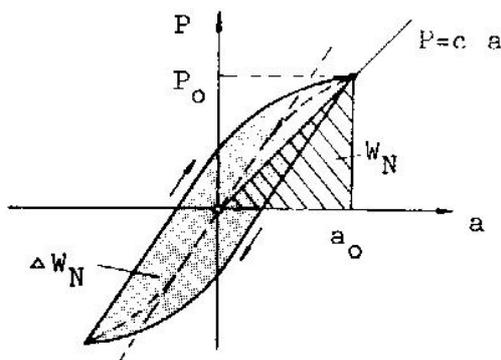


Bild 5.3 Hysterese-Schleife, aus [müller 1977]

Die eingebrachte Energie W_N ist in den meisten Fällen eine elastische Formänderungsenergie.

$$W_n = \frac{1}{2} \cdot c \cdot a \quad (5.2)$$

In Gleichung (5.2) ist c die Federkonstante und a der Weg, um den der Prüfkörper verformt wird.

Des Weiteren wird der spezifische Dämpfungsfaktor Ψ eingeführt:

$$\Psi = \frac{\Delta W}{W} \quad (5.3)$$

In [petersen 2001] ist die spezifische Dämpfung definiert als der Quotient zwischen der pro Zyklus dissipierten Dämpfungsarbeit, also der Fläche in der Hysterese- Schleife, und der maximalen Federarbeit.

Unter maximaler Federarbeit ist die Formänderungsenergie gemeint, die erreicht wird, wenn der Schwingweg am größten ist. Bei einer erzwungenen Schwingung ist dies bei Resonanz ($\eta = 1$) der Fall.

Zwischen der spezifischen Dämpfung und dem logarithmischen Dekrement besteht folgender Zusammenhang:

$$\Psi = 2 \cdot \Lambda \cdot \eta \quad (5.4)$$

Im Resonanzfall und für die frei abklingende Schwingung vereinfacht sich Gleichung (5.4) zu:

$$\Psi = 2 \cdot \Lambda \quad (5.5)$$

5.3.2 Indirekte Dämpfung durch den Ausschwingversuch

Beim Ausschwingversuch wird das Bauwerk entweder durch gezieltes Aufschaukeln, z. B. mit einem Schwingungserreger, angeregt und danach freigegeben, oder durch transiente Anregung, z. B. durch einen Sprung, in Schwingungen versetzt. Nach [petersen 1996] ist das gezielte Aufschaukeln günstiger, da sich das Bauwerk schon vor dem Ausschwingen in der Schwingungseigenform befindet, während durch die einmalige Auslenkung in einer anderen Form als der Schwingungseigenform Störungen zu Beginn des Ausschwingens auftreten können. Da bei den hier untersuchten Fußgängerbrücken ein Aufschaukeln schon mit relativ kleinen Kräften erreicht werden kann, wird hier hauptsächlich dieser Weg gewählt. Aus der aufgezeichneten Ausschwingkurve (Bild 5.4) kann das logarithmische Dekrement Λ ermittelt werden.

Die Funktion für das Ausschwingen der Kurve in der Eigenfrequenz lautet folgendermaßen:

$$w(t) = e^{-\zeta \cdot \omega \cdot t} \cdot \frac{F_0}{K} \cdot V \cdot \sin(\omega_d \cdot t) \cong e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_e \cdot t} \cdot \frac{F_0}{K} \cdot V \cdot \sin(2\pi \cdot f_e \cdot t), \text{ vgl. Gl. (3.22)} \quad (5.6)$$

Das heißt, die Auslenkungen w_i und w_{i+1} zu den Zeiten t_i bzw. $t_{i+1} = t_i + T$ lassen sich wie folgt berechnen.

$$w_i = w(t_i) = e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_e \cdot t_i} \cdot \frac{F_0}{K} \cdot V \quad \text{bzw.} \quad w_{i+1} = w(t_{i+1}) = e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_e \cdot (t_i + T)} \cdot \frac{F_0}{K} \cdot V \quad (5.7)$$

Dabei ist T die Eigenschwingzeit oder Schwingdauer, vgl. Kapitel 3.

Das Verhältnis zweier aufeinander folgender Auslenkungen wird dann vereinfacht zu:

$$\frac{w_i}{w_{i+1}} = e^{\zeta \cdot 2\pi \cdot f_e \cdot T} = e^{\zeta \cdot 2\pi} = e^{\Lambda} \quad (5.8)$$

$$\Lambda = \zeta \cdot 2\pi = \ln \frac{w_i}{w_{i+1}} = \frac{1}{n} \cdot \ln \frac{w_0}{w_n} \quad (5.9)$$

Λ ist, wie oben erwähnt, das logarithmische Dekrement. Es steht in einem linearen Zusammenhang zur Dämpfungskonstanten ζ . Nach Gleichung (5.9) kann Λ aus zwei aufeinander folgenden Auslenkungen berechnet werden, oder nach einer Reihe von n Schwingungsamplituden. Dadurch fallen Ableseungenauigkeiten weniger stark ins Gewicht.

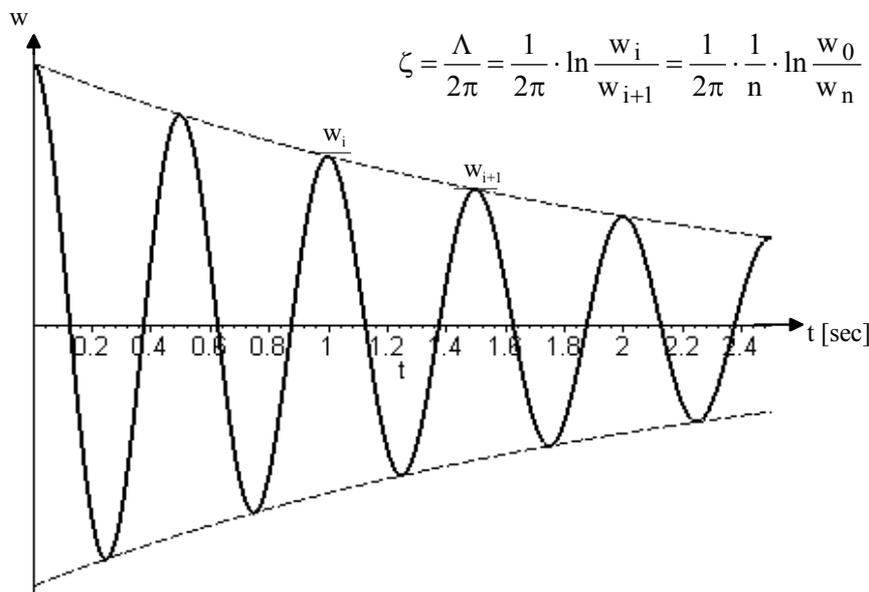


Bild 5.4 Ausschwingkurve für $\zeta = 3,5\%$

5.3.3 Indirekte Dämpfung durch die Resonanzkurve

Die zweite Möglichkeit der indirekten Messung der Dämpfung ist die Messung der Resonanzkurve, vgl. Bild 5.5. Mit Hilfe eines Schwingungserregers wird das Bauwerk zu Schwingungen in unterschiedlichen Frequenzen angeregt. Die Bauwerksantwort im stationären Zustand wird gemessen. Diese Versuche liefern ein Resonanzspektrum, aus welchem die Dämpfung entweder mittels des Überhöhungsfaktors an der Resonanzstelle oder mittels der so genannten Halbwertsbreite bestimmt werden kann.

Die Resonanzkurve ist affin zur Vergrößerungsfunktion, vgl. Gleichung (3.27):

$$w(\eta) = w_{\text{stat}} \cdot V(\eta) = w_{\text{stat}} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + (2\zeta\eta)^2}} \quad (5.10)$$

Der maximale Wert der Resonanzkurve dividiert durch den Wert $\sqrt{2}$ ergibt die beiden Werte für das Frequenzverhältnis η_1 und η_2 .

$$w(\eta_1) = w(\eta_2) = \frac{w_{\max}}{\sqrt{2}} = w_{\text{stat}} \cdot \frac{V_{\max}}{\sqrt{2}} = \frac{w_{\text{stat}}}{2\zeta \cdot \sqrt{2}} \quad (5.11)$$

Im Folgenden wird die Gleichung weiter umgeformt und – unter der Voraussetzung von kleinen Werten für die Dämpfungskonstante – weiter vereinfacht.

$$\frac{1}{\sqrt{(1 - \eta_{1/2}^2)^2 + (2\zeta \cdot \eta_{1/2})^2}} = \frac{1}{2\zeta \cdot \sqrt{2}}$$

$$(1 - \eta^2)^2 + (2\zeta \cdot \eta)^2 = 8\zeta^2$$

$$1 - 2\eta^2 + \eta^4 + 4\zeta^2\eta^2 - 8\zeta^2 = 0$$

$$\eta^4 + (4\zeta^2 - 2) \cdot \eta^2 + (1 - 8\zeta^2) = 0$$

$$\eta_{1/2}^2 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{(2 - 4\zeta^2)}{2} \pm \frac{\sqrt{(4\zeta^2 - 2)^2 + (32\zeta^2 - 4)}}{2}$$

$$\eta_{1/2}^2 = 1 - 2\zeta^2 \pm 2\zeta\sqrt{1 + \zeta^2} \quad \dots \text{für kleine } \zeta \text{ gilt:}$$

$$\eta_{1/2}^2 = 1 \pm 2\zeta \text{ und}$$

$$\eta_2^2 - \eta_1^2 \approx \left(\eta + \frac{\Delta\eta}{2}\right)^2 - \left(\eta - \frac{\Delta\eta}{2}\right)^2 = 2\Delta\eta = 4\zeta$$

$$\zeta = \frac{f_{S2} - f_{S1}}{2 \cdot f_e} \approx \frac{f_{S2} - f_{S1}}{f_{S2} + f_{S1}} \quad (5.12)$$

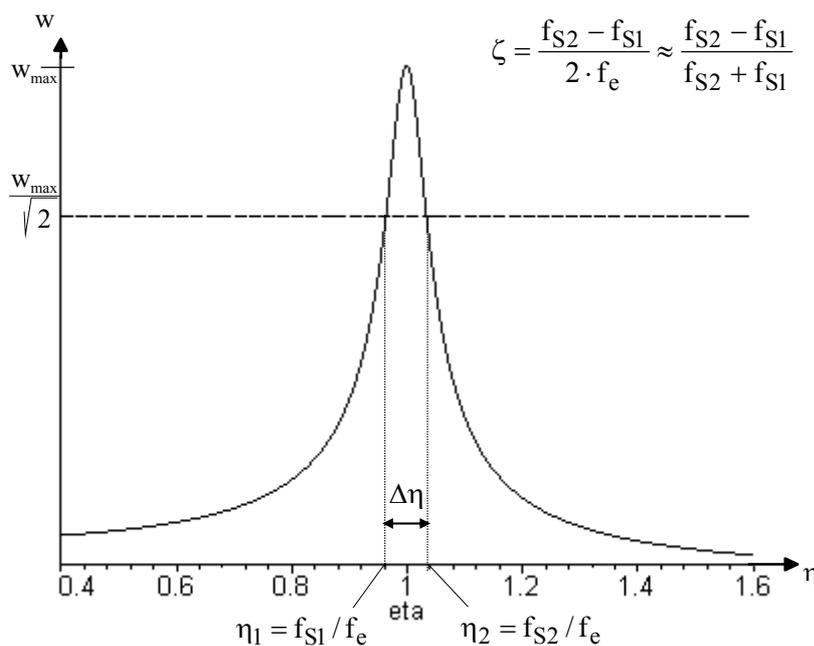


Bild 5.5 Resonanzkurve für $\zeta = 3,5\%$

6 Der mechanische Schwingungserreger

6.1 Notwendigkeit von Schwingungsmessungen

Warum sind Schwingungsmessungen erforderlich? Wo liegen die Vorteile von Schwingungsmessungen? Diese Fragen werden in diesem Kapitel in Anlehnung an [salawu 1995] beantwortet, indem die Vorteile der Durchführung dynamischer Tests an Bauwerken zusammengestellt werden.

Die Durchführung von dynamischen Tests an einem Bauwerk trägt dazu bei, das dynamische Verhalten des Bauwerks kennen zu lernen. Man kann sich eine Datenbasis vorstellen, so dass die Ergebnisse auf ähnliche Bauwerke übertragen werden können, und deren Eigenfrequenz, Beschleunigung unter einer bestimmten Last und Dämpfung schon im Planungszustand abgeschätzt werden können. Auch könnte der Zustand einer Struktur nach einer Überbelastung, z. B. durch ein Manöver des Militärs in die Datenbasis eingehen. Messungen sind weiterhin sinnvoll, um ein theoretisches Modell zu überprüfen. Denn um ein Modell aufzustellen, muss man bestimmte Annahmen treffen, welche erst durch den Vergleich von Modell und Messung bestätigt oder korrigiert werden können. Messungen führen zu einem besseren Verständnis des Modells, besser definierten Sicherheitsspannen, weniger konservativen Annahmen und wirtschaftlicheren Bemessungen. Werden an einem Bauwerk über längere Zeit dynamische Messungen durchgeführt, kann eine Aussage über die Veränderung des gesamten Zustands des Bauwerks getroffen werden. Über Dauermessungen an der Donaubrücke in Fischerdorf wird in [baumgärtner 1995] und [baumgärtner 1998] berichtet. Da über die Eigenfrequenz Rückschlüsse auf die Steifigkeit gezogen werden können, bieten Langzeitmessungen die Möglichkeit, Steifigkeits- Eigenschaften und Veränderungen des Bauwerks zu erkennen und zu kontrollieren.

Prinzipiell gibt es zwei Methoden der Schwingungsuntersuchungen. Die erste Möglichkeit ist die ambiente Schwingungsmessung. Jedes Tragwerk schwingt nicht nur aufgrund von dynamischen Einwirkungen, auch ein „quasi in Ruhe“ befindliches Tragwerk reagiert auf die in seiner Umgebung vorhandenen Einwirkungen, wie z. B. Wind, Verkehrslasten oder kleine Erschütterungen im Baugrund. Die zweite Möglichkeit ist die kontrollierte Schwingungsmessung mit künstlicher Anregung. Dabei versucht man, alle o. g., nicht messbaren Einwirkungen so klein wie möglich zu halten und regt das Bauwerk ganz gezielt an. Bei der künstlichen Anregung wird unterschieden zwischen der transienten Anregung, z. B. durch einen Hammerschlag, und der harmonischen Anregung, z. B. mit Hilfe eines Unwuchtgeräts. Da der Bau eines Schwingungserregers, gleich welcher Art, aufwendig und teuer werden kann, muss überlegt werden, ob die Notwendigkeit einer künstlichen Anregung gegeben ist.

6.2 Notwendigkeit eines Schwingungserregers

6.2.1 Ambiente Schwingungsmessungen

In [salawu 1995] und [wenzel 1999] werden die Vorteile, die Nachteile und die Methoden der ambienten Schwingungsmessung zusammengestellt. Als Vorteile werden folgende Punkte genannt:

Ohne den Aufwand eines Erregers können zuverlässige Angaben zu den Eigenfrequenzen und –formen erhalten werden. Die Messungen können durchgeführt werden, ohne das Bauwerk sperren zu müssen.

Dadurch erhält man Schwingungsantworten im Belastungsniveau der üblichen Verkehrslasten.

„Diese so genannten ambienten Anregungen besitzen im statistischen Mittel die Eigenschaften eines Weißen Rauschens – alle relevanten Frequenzen im Antwortspektrum nahezu mit gleichem Energiegehalt vertreten.“ [wenzel 1999]. Durch den Einsatz von modernen, hochempfindlichen Beschleunigungsaufnehmern ist es möglich, auch die kleinen Vibrationen, die das Tragwerk aufgrund der ambienten Anregung zeigt, zu registrieren.

Für die Auswertung der Eigenfrequenzen wird eine Technik beschrieben, das ANPSD: **A**veraged **N**ormalised **P**ower **S**pectral **D**ensity. Hierbei wird aus den aufgezeichneten Beschleunigungen im Zeitbereich mit Hilfe der **F**ast **F**ourier **T**ransformation (FFT) der Frequenzbereich dargestellt. Die Amplituden im Frequenzbereich werden auf 1 normiert und dann die Beschleunigungsspektren der einzelnen Messpunkte gemittelt und quadriert. Dadurch ergibt sich nach [wenzel 1999] ein repräsentatives mittleres, dimensionsloses Spektrum, in dem die häufig und stark vorkommenden Eigenfrequenzen dominant sind. Die zugehörigen Eigenformen erhält man wie folgt: Die aufgezeichneten Beschleunigungen werden durch zweifache Integration in Schwingwege umgerechnet. Durch die FFT erhält man die Wegspektren. Werden diese auf 1 normiert, können die normierten Verschiebungen der Eigenformen an den einzelnen Messstellen für jede Eigenfrequenz direkt abgelesen und unter Berücksichtigung der Phaseninformation aus der FFT über die Tragwerksgeometrie aufgetragen werden.

Will man die zu den Eigenfrequenzen gehörenden Dämpfungswerte bestimmen, ist in [agrati 1994] ein Weg mit Hilfe der **R**andom **D**ecrement (RDD) Technik wie folgt beschrieben. Gemittelte Zeitfenster aus der gemessenen Antwort eines stochastisch beanspruchten Systems beinhalten lediglich die reinen Systemeigenschaften, gereinigt von den Einflüssen einer zufälligen Belastung. Nur jene Zeitfenster, die eine spezielle Triggerbedingung erfüllen, werden für die Mittelung herangezogen. Die Triggerbedingung ist von Fall zu Fall festzulegen und richtet sich nach der Charakteristik des gemessenen Signals.

Für die praktische Bestimmung der zu einer Eigenfrequenz gehörenden Dämpfung wird in [agrati1994] folgende Vorgehensweise gewählt: Aus dem Wegspektrum wird eine beliebige Eigenfrequenz heraus geschnitten, in den Zeitbereich (IFFT) zurück transformiert und in Zeitfenster unterteilt. Über das Triggerkriterium werden die Zeitfenster ausgewählt und gemittelt. Wegen der Unsicherheiten bei der Ermittlung wird der Dämpfungskoeffizient dabei nicht nur aus zwei benachbarten Schwingungsmaxima

der Ausklingkurve errechnet, sondern zwei weitere Verfahren kommen zur Anwendung. Entweder wird eine analytische Ausklingkurve eines Einmassenschwingers an die im Zeitfenster dargestellte Kurve angenähert; die Parameter, die die gemessene Kurve am besten beschreiben, werden als Systemparameter verwendet. Oder es werden mehrere Maxima der Kurve im Zeitfenster kombiniert und mit der Hilbert Transformation umschrieben. Die resultierenden Dämpfungskonstanten werden statistisch untersucht. Als Ergebnis dieser Untersuchungen liegen (wenigstens theoretisch, s. u.) die zu den Eigenfrequenzen gehörenden Dämpfungskonstanten in Form von Mittelwerten und den entsprechenden Standardabweichungen bzw. Varianzen vor.

Der Verfasserin ist nicht bekannt, ob diese in [agrati 1994] beschriebene – und bereits schon ca. 1970 von Henry Cole entwickelte – Methode der ambienten Schwingungsmessung zur Bestimmung von Dämpfungskonstanten getrennt für jede Eigenform weiter verfolgt und angewandt worden ist. Die Methode enthält Unsicherheiten, und Agrati schreibt im Abstrakt über die RDD- Technik: „*It allows, at least in theory, to estimate the auto-correlation function of Gaussian processes ...*“ [agrati 1994].

Salawu et al. sind der Ansicht [salawu 1995], dass sowohl die Dämpfung als auch die Eigenfrequenzen durch kontrollierte Anregung genauer ermittelt werden können. Vor allem die Dämpfungsermittlung kann bei ambienter Messung fehlerhaft sein, da die Werte von der unbekanntem Anregung abhängig sind.

Bei der ambienten Schwingungsmessung sind noch weitere Punkte zu beachten.

Um eine ausreichende Sicherheit in den Ergebnissen zu bekommen, ist eine lange Messzeit erforderlich.

Dies erzeugt eine große Menge an Daten, die anschließend ausgewertet werden muss.

Nachteilig wirkt sich aus, dass man zwar die Anschaffung des Schwingungserregers einspart, der Aufwand für die Nachbearbeitung, z. B. das Filtern und Auswerten der Daten, ist aber höher.

6.2.2 Messungen mit künstlicher Anregung

Die Vorteile der künstlichen Anregung ergeben sich aus den o. g. Nachteilen. Die wesentlichen Vorteile werden im Folgenden genannt.

Die resultierenden Systemeigenschaften können genauer bestimmt werden, wenn die Kraft unter der Kontrolle des Versuchsingenieurs ist. Vor allem die Bestimmung der Dämpfung ist mit einem Schwingungserreger einfacher und klarer.

Geringe Einwirkungen und Geräusche aus der Umgebung können vernachlässigt werden, wenn die künstliche Anregung dominiert. Dann sind die Einwirkungen auf das Bauwerk bekannt und die Antwort kann vorab abgeschätzt werden.

6.3 Unterschiedliche Arten eines Schwingungserregers

In der Fachliteratur werden unterschiedliche Arten von Schwingungserregern für die transiente und harmonische Anregung beschrieben. Die wichtigsten werden hier zusammengestellt und ihre Vor- und Nachteile genannt.

Bei der transienten Anregung wird das Bauwerk durch einen kurzen Impuls, der meistens nicht gemessen wird, aus seiner Ruhelage ausgelenkt und danach sich selbst überlassen. Dafür gibt es mehrere Möglichkeiten.

Das Bauwerk kann durch eine Seilabspannung statisch ausgelenkt werden. Das Seil wird plötzlich gelöst und das Bauwerk so in Schwingungen versetzt. Je nach Lage und Geometrie des Bauwerks ist diese Art der Schwingungserregung einfach oder schwierig durchzuführen. Andere Möglichkeiten zur transienten Schwingungserregung sind das Fallenlassen eines Sandsacks oder eines anderen Gewichts, das Überfahren einer Bohle mit einem LKW, das Hüpfen von Personen auf Kommando, ein Fahrzeuganprall, eine Bolzenpistole etc.

Die Impulsanregung gilt als die einfachste Art der künstlichen Anregung. Nach [salawu 1995] ist das Ergebnis nicht ganz zuverlässig, weil durch die sehr kurze Einwirkungsdauer die anderen, ungewollten Einwirkungen mehr ins Gewicht fallen als bei länger andauernder harmonischer Anregung. Außerdem können sich nicht alle Eigenfrequenzen gleich stark anregen lassen. Bei der Impulsanregung wird angestrebt, als Erregungskraft- Impuls einen Dirac- „Impuls“ zu erzeugen. Denn, ist die Wirkzeit des Impulses unendlich kurz, vollführt der Schwinger nach dem Belastungsvorgang eine freie Schwingung. Die Antwort ist nur die homogene Lösung.

Ein weiterer, typischer Impulserzeuger ist der Hammer. Bei Verwendung des Hammers kann durch die Variation des Hammerkopfes (hart oder weich) der angeregte Frequenzbereich angepasst werden (vgl. [wohlfahrt 1997]). Je kürzer der Impuls ist, umso breiter ist das angeregte Frequenzspektrum. Durch Verändern der Masse hat man Einfluss auf die Größe des Impulses. Für große Strukturen ist eine große Masse erforderlich. Dadurch besteht die Gefahr, dass das Bauwerk (lokal) Schaden nimmt.

Eine weitere Schwierigkeit in der Praxis besteht darin, gleichmäßige Hammerschläge zu erzeugen (vgl. [reynolds 2000]). Reynolds folgert daraus, dass die Messungen mit harmonischer Anregung höhere Qualität haben als solche mit Impuls- (Hammer-) Anregung. Wohlfahrt et al. schreiben in [wohlfahrt 1997], dass die Genauigkeit der Messungen mit Impulsanregung in den meisten Fällen wesentlich geringer ist als mit einer harmonischen Anregung.

Für die harmonische Anregung stehen Vibratoren zur Verfügung. Die Kraft resultiert entweder aus einer exzentrisch rotierenden oder einer oszillierenden Bewegung einer Masse.

Das Prinzip der exzentrisch rotierenden Masse basiert auf einer sich in der gewünschten Erregerfrequenz f_{erreger} drehenden, rotationssymmetrischen Scheibe. Darauf ist, mit dem Abstand r zum Drehpol, eine

Masse M_1 angebracht. Die entstehenden Fliehkräfte sind konstant. Sie wirken stets radial mit

$$F = \text{konst.} = M_1 \cdot r \cdot (2\pi \cdot f_{\text{erreger}})^2. \quad (6.1a)$$

Eine Möglichkeit, die Kräfte in die nicht erwünschten Richtungen zu eliminieren, ist, einen zweiten Rotator mit den gleichen Eigenschaften, nur mit gegenläufiger Drehrichtung hinzu zu fügen. Der Effekt ist, dass sich die Kräfte in die gewünschte Richtung verdoppeln, in alle anderen Richtungen aufheben:

$$F(t) = M \cdot r \cdot (2\pi \cdot f_{\text{erreger}})^2 \cdot \sin(2\pi \cdot f_{\text{erreger}} \cdot t), \text{ mit } M = 2 \cdot M_1 \quad (6.1b)$$

Das Prinzip der oszillierenden Masse beruht auf einer Masse M , die sich auf Führungsschienen in der gewünschten Erregerfrequenz f_{erreger} um den vorgegebenen Hubweg r in der gewünschten Richtung hin und her bewegt. Beim elektro- hydraulischen Erreger wird eine hohe Genauigkeit der Bewegung durch eine Flüssigkeit, in den meisten Fällen Öl, sichergestellt. Die Flüssigkeit steht unter hohem Druck, welcher durch Pumpen aufrechterhalten wird. Die zeitlich veränderliche Kraft berechnet sich nach der Gleichung (6.1b). Mit diesem Prinzip können sehr große Kräfte erzeugt werden, da der Hub und die Masse fast beliebig wählbar sind.

In der Diplomarbeit [zilka 2001] wurden noch weitere Methoden zur künstlichen Schwingungserregung erläutert, und deren Vor- und Nachteile aufgezeigt. Tabelle 6.1 fasst die Ergebnisse zusammen.

	Mögl. Frequenzbereich	Vorteile	Nachteile
Stoßartige Anregung	alle	leicht auszuführen, kostengünstig	s. o.
Anregung durch Fußgänger	1,7 bis 4,0 Hz	einfache Versuchsdurchführung	ungenau, schwer reproduzierbar
Maschinelle Erreger	bis 100 Hz	günstige Geräte mit hoher Zuverlässigkeit	nur harmonische Schwingungen
Elektrohydraulische Erreger	bis 500 Hz	alle Schwingungsarten möglich (harmonisch oder zufällig)	sehr teure Geräte verbunden mit hohem logistischen Aufwand
Pneumatische Erreger	bis 5000 Hz	günstige Geräte, einfacher Gebrauch	extrem große Kraftstöße
Akustische Erreger	50 Hz – 10 kHz	kein mechanischer Kontakt mit dem Versuchsobjekt	Testkammern erforderlich, nicht für große Objekte geeignet

Tabelle 6.1 Methoden zur künstlichen Schwingungserregung nach [zilka 2001]

6.4 Bau und Grenzen des Schwingungserregers

Nach [salawu 1995] ist es schwierig, einen brauchbaren Schwingungserreger zu konstruieren, der eine zufrieden stellende Anregung bei kleinen Frequenzen erzeugt. Reynolds et al. [reynolds 2000] sind der Meinung, dass Zeit und Geld gespart werden könnte, wenn das Erregersystem erst einmal entwickelt worden ist, da weniger fehlerhafte Messungen durchgeführt werden und die Anwendung einfacher ist. Außerdem – so die Fachliteratur – liefert die Messung mit einer harmonischen Erregung genauere Ergebnisse. Da am Markt kein geeignetes Gerät für die harmonische Anregung von Fußgängerbrücken gefunden wurde, wurde der in Bild 6.1 abgebildete Schwingungserreger im Rahmen dieser Arbeit entworfen und konstruiert.

6.4.1 Aufbau des Schwingungserregers

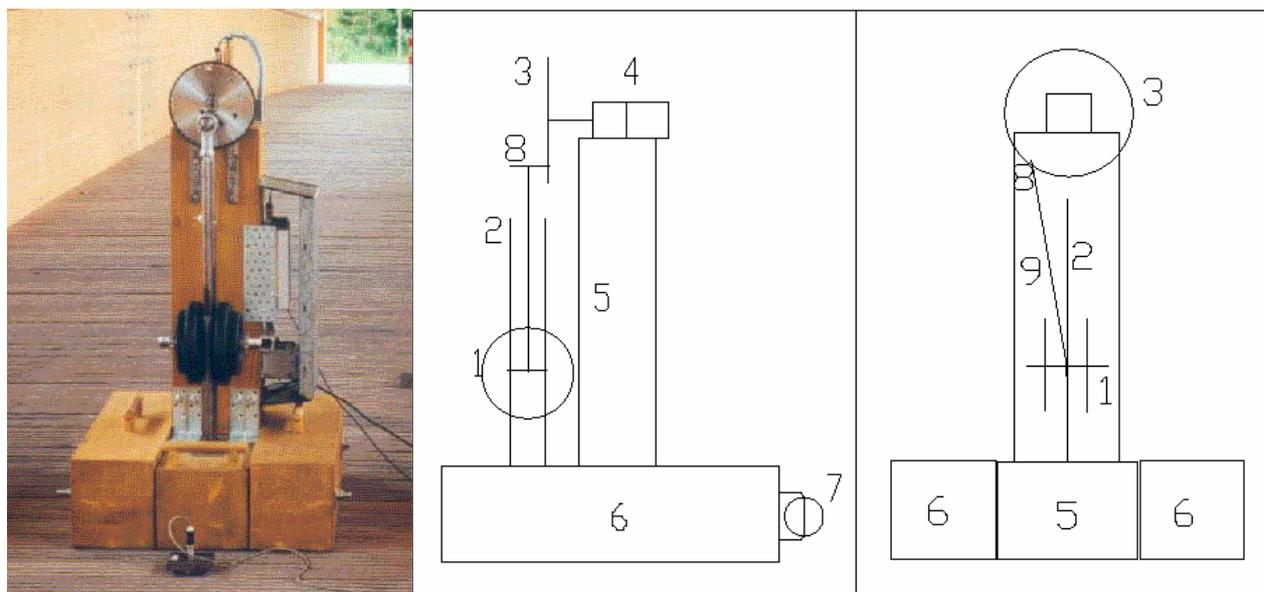


Bild 6.1 Foto und Systemskizzen des Schwingungserregers des Fachgebiets Holzbau, TU München, aus [putz 2002]

Bild 6.1 zeigt rechts neben dem Foto Systemskizzen des Schwingungserregers in den Ansichten von der Seite und von vorn. Die folgenden Zahlen in Klammern beziehen sich auf die Bezeichnungen in Bild 6.1. Bei dem Schwingungserreger handelt es sich um einen maschinellen Erreger mit einer oszillierenden Masse (1), die sich an den Führungsschienen (2) auf und ab bewegt. Durch den Kurbeltrieb und über die Schubstange (9) mit dem ausmittig montierten Zapfen (8) wird die Rotation an der Rotationsscheibe (3) in eine oszillierende Bewegung der Massen (1) umgewandelt. Der Motor (4) lagert auf dem Holzpfosten, der zum Mittelteil (5) der Unterkonstruktion gehört. Um einen besseren Stand zu gewährleisten, wurden am Fuß des Geräts abnehmbare Seitenteile (6) angebaut. Die durch den Erreger entstehende Kraft wird über die beiden Stützkörper (5) und (6) auf die anzuregende Struktur übertragen.

Ohne die aufgesetzten Massen (1) wiegt der Schwingungserreger ca. 100 kg. Er ist so weit in einzelne Bauteile zerlegbar, dass er in einem PKW transportiert werden kann. Das schwerste Einzelteil ist dann der Motor mit Getriebe (ca. 25kg). Um zu gewährleisten, dass die vorgegebene Erregerfrequenz bei jeder Laststellung eingehalten wird, wird ein Servomotor mit Resolver und digitalem Servoregler verwendet. Der Motor ist von der Firma MATTKE AG Servotechnik, 79108 Freiburg und hat folgende Kenndaten: Nennstrom 5,7 A, Nennspannung 320 V DC, Nenndrehzahl 3000 U/Min, Nenndrehmoment 4,6 Nm, Nennleistung 1 444 Watt. Auf den Motor ist ein Planetengetriebe mit einer Untersetzung von 10:1 und einem Verdrehspiel kleiner als 3 Winkelminuten aufgesetzt. Der digitale Servoregler prüft 5 000 Mal pro Sekunde ob die vorgegebene Drehzahl eingehalten ist und regelt, falls dies nicht der Fall ist, nach. Die einwandfreie Einhaltung der Erregerfrequenz konnte mit Versuchen (vgl. Kapitel 6.5) bestätigt werden.

6.4.2 Kräfte des Schwingungserregers

Die Kinematik des Schwingungserregers entspricht der eines Kurbeltriebs. Sie wird in Anlehnung an [dubbel 1995] beschrieben. Dabei spielt der Quotient λ aus der Exzentrizität r und der Länge der Schubstange l eine wichtige Rolle, vgl. Bild 6.2 und Gl. (6.2):

$$\lambda = \frac{r}{l} \quad (6.2)$$

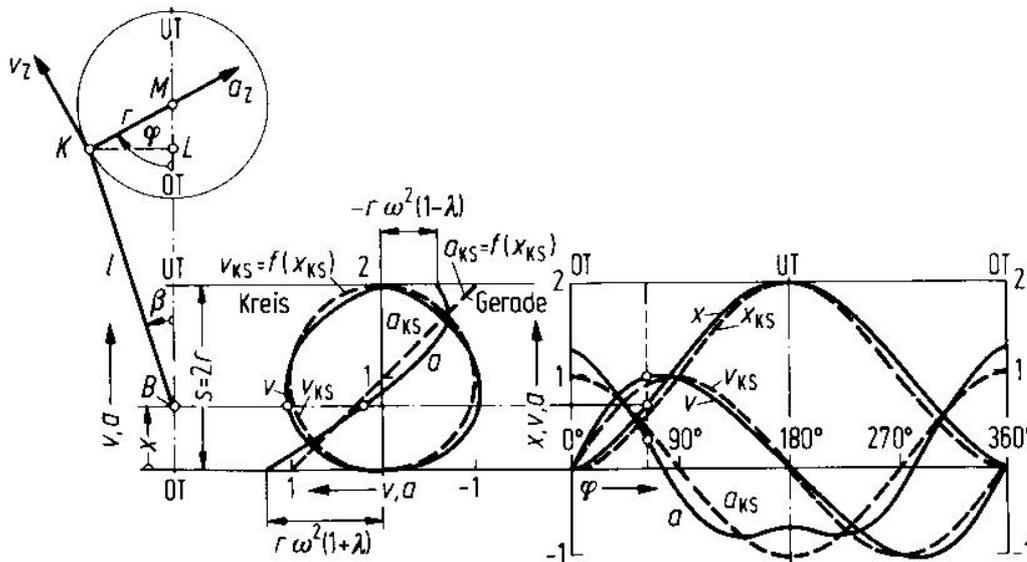


Bild 6.2 Kinematik des Kurbeltriebs aus [dubbel 1995]

Die Bewegungen der Bauteile des Schwingungserregers und folglich die resultierenden Kräfte lassen sich in zwei Anteile unterteilen: Rotierend und auf und ab bewegend (hier oszillierend genannt). Rotierende Bewegungen führen der Zapfen und ein Teil der Schubstange aus. Der andere Teil der Schubstange, die angesteckte Masse M und der Kreuzkopf, an welchem die Masse befestigt ist, bewegen sich oszillierend. Näherungsweise wird je die Hälfte der Schubstange als rotierend und oszillierend angenommen.

Die resultierende Erregerkraft ist die Summe aus den oszillierenden und rotierenden Anteilen und wird wie folgt berechnet:

$$F(t) = F_{\text{osz}}(t) + F_{\text{rot}}(t) = r \cdot (2\pi \cdot f_{\text{erreger}})^2 \cdot \left\{ m_{\text{osz}} \left[\cos(2\pi \cdot f_{\text{erreger}} \cdot t) + \lambda \cdot \cos(4\pi \cdot f_{\text{erreger}} \cdot t) \right] + m_{\text{rot}} \cdot \cos(2\pi \cdot f_{\text{erreger}} \cdot t) \right\} \quad (6.3)$$

Die oszillierende Masse m_{osz} ist 3,0 kg zuzüglich der aufgesteckten Masse, die rotierende Masse m_{rot} beträgt 1,0 kg.

Die aus der oszillierenden Bewegung resultierende Kraft hat neben dem Anteil in der gewünschten Erregerfrequenz einen weiteren Anteil in der doppelten Erregerfrequenz. Das Verhältnis der Anteile ist $1 : \lambda$, vgl. Gl. (6.2) und Gl. (6.3). Theoretisch liefert die Kinematik des Kurbeltriebs nach der weiteren Entwicklung in eine Taylorreihe unendlich viele Anteile mit jeweils geradzahligem Vielfachen der Erregerfrequenz. Die Beiwerte der höheren Anteile sind aber mindestens mit der dritten Potenz des Quotienten λ zu multiplizieren. Der Quotient λ ist direkt proportional zum Radius, welcher zwischen 2 cm und 9 cm gewählt werden kann. Bei den Messungen auf den Brücken wurde ein Radius von maximal 4 cm verwendet. Damit ergibt sich, bei einer Schubstangenlänge ℓ von 49,5 cm, ein Quotient λ von $\lambda(r = 2..4..9 \text{ cm}) = 0,040..00081..0,18$. Selbst der größte Wert ergibt in der dritten Potenz nur mehr einen Faktor von 0,0060, also einen Anteil von 0,6 %. Anteile in dieser Größenordnung sind hier nicht relevant; in guter Näherung wird die resultierende Erregerkraft nach Gl. (6.3) berechnet.

Erregerkraft in Abhängigkeit von Frequenz, Masse und Radius

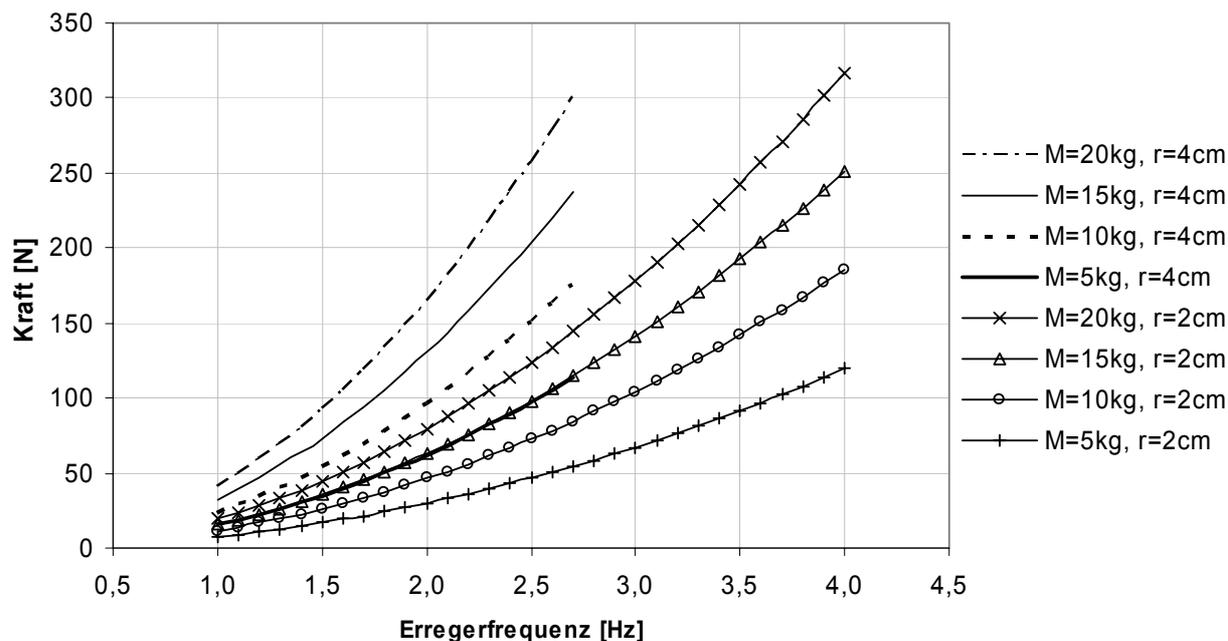


Bild 6.3 Mit dem Schwingungserreger erzeugbare Kräfte

Bild 6.3 zeigt einen Überblick über die mit dem Schwingungserreger erzeugbaren Kräfte. Die Grenzen des Frequenzbereichs liegen bei ca. 1,0 Hz für die minimale und ca. 4,5 Hz für die maximale Erregerfrequenz. Die Exzentrizität, d. h. der Radius, sollte in Abhängigkeit von der Frequenz so gewählt werden, dass die resultierende Erregerbeschleunigung kleiner bleibt als die Erdbeschleunigung:

$$r \cdot (2\pi \cdot f_{\text{erreger}})^2 \leq 9,81 \text{ m/s}^2 \quad (6.4)$$

Bei einer Erregerfrequenz von 4,0 Hz sollte der Radius kleiner als 1,5 cm gewählt werden, bei 3,0 Hz kleiner als 2,7 cm, bei 2,0 Hz, kleiner als 6,2 cm.

Da minimal 2 cm für den Radius eingestellt werden können, wurde auch bei Frequenzen von etwa 4 Hz mit einem Radius von 2 cm gearbeitet. Ein Abheben des Schwingungserregers oder Teile dessen wurde nicht festgestellt, da die bewegte Masse kraftschlüssig, zug- und druckfest angeschlossen ist und so die Gewichtskraft des Schwingungserregers den abhebenden Kräften entgegen wirken kann.

Maximal wurde mit einer bewegten Masse von 20 kg gearbeitet, allerdings nur bei eher kleinen Erregerfrequenzen. In der Praxis hat sich bei einer Erregerfrequenz von ca. 2,5 Hz eine angehängte Masse von 15 kg mit einer Exzentrizität von 3 cm bewährt. Das ergibt eine Kraft von $0,03 \cdot (2\pi \cdot 2,5)^2 \cdot (15 + 4) = 140 \text{ N}$ für den ersten harmonischen Anteil ($f = f_c$), 150 N für die Summe aus den ersten beiden Anteilen.

6.5 Überprüfung des Schwingungserregers

In der Diplomarbeit [putz 2002] wurde untersucht, ob der Schwingungserreger die Kräfte erzeugt, die mit Gleichung (6.3) berechnet werden. Dazu wurde folgender Versuchsstand aufgebaut, vgl. Bild 6.4.

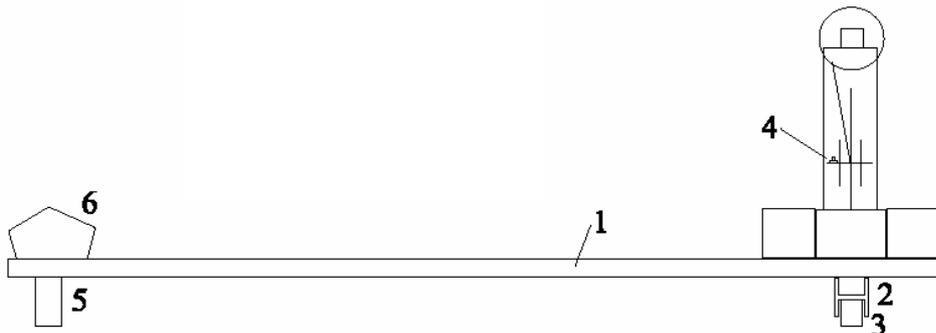


Bild 6.4 Versuchsaufbau zur Überprüfung des Schwingungserregers, aus [putz 2002]

Der Versuchsstand besteht aus einem Einfeldträger (1), dessen rechtes Auflager aus einem I-Profil (2) besteht, welches wiederum auf zwei Kraftmessdosen (3) lagert. Der Schwingungserreger befindet sich direkt über diesem Lager. Auf dem linken Auflager (5) wurde ein Gegengewicht (6) positioniert. Die Kraftverläufe des Schwingungserregers konnten durch zwei unabhängige Methoden kontrolliert werden. Zum einen wurde der zeitliche Verlauf der Kraft durch die Kraftmessdosen aufgezeichnet, zum anderen wurde an der oszillierenden Masse des Schwingungserregers ein Beschleunigungsaufnehmer (4) ange-

bracht, über welchen der zeitliche Verlauf der Beschleunigung und des Wegs der Masse nachvollzogen werden konnte. Das Ergebnis war sehr zufrieden stellend. Der Schwingungserreger erfüllt die an ihn gestellten Erwartungen.

Dies zeigen auch die Bilder 6.5 und 6.6. Hier sind exemplarisch einige Ergebnisse der Messungen zusammen gestellt. Außerdem sind die minimalen und maximalen Sollwerte dargestellt und die entsprechenden gemessenen, mit einem 5 Hz- bzw. 10 Hz- Tiefpass- Filter bearbeiteten Messwerte.

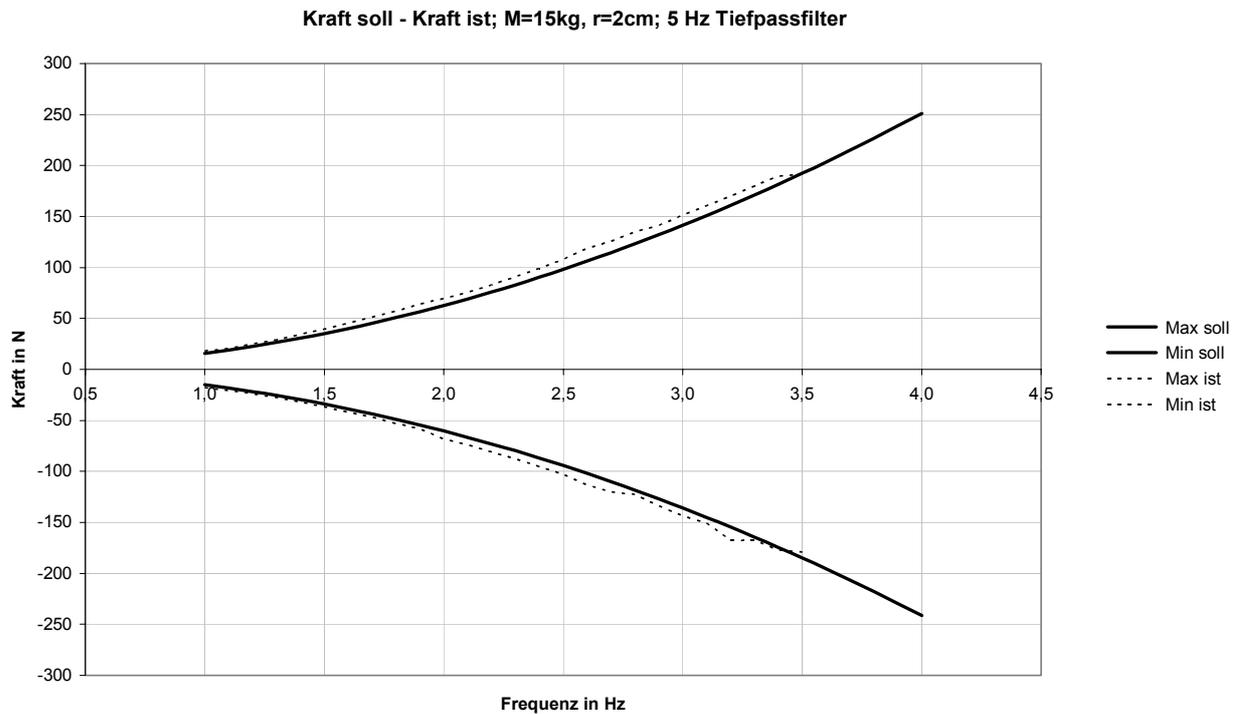


Bild 6.5 Berechnete Kraft (soll) und gemessene Kraft (ist) für $M=15\text{kg}$ und $r=2\text{cm}$

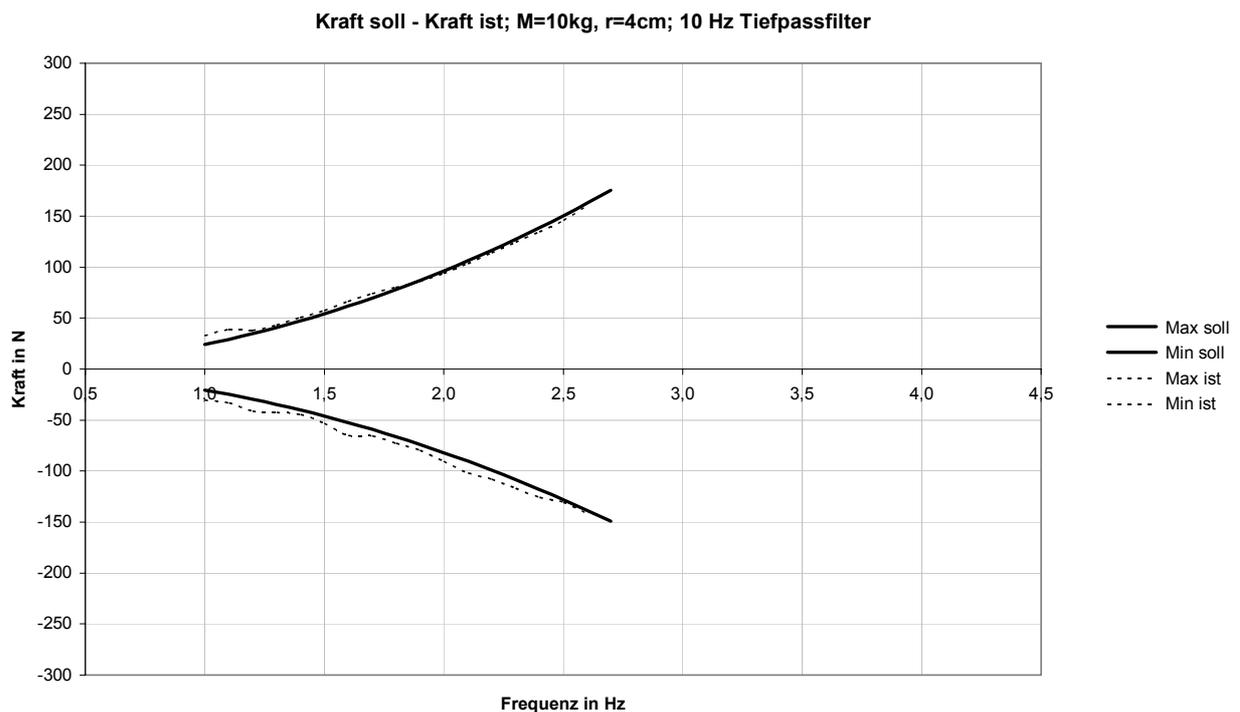


Bild 6.6 Berechnete Kraft (soll) und gemessene Kraft (ist) für $M=10\text{kg}$ und $r=4\text{cm}$

7 Auswertung und Ergebnisse der Messungen mit dem Schwingungserreger

Mit den Methoden der Systemidentifikation, vgl. [luz 1986] und [natke 1988] können aus den Messdaten dynamische Eigenschaften von Bauwerken berechnet werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden bestehende Fußgängerbrücken auf folgende vier Eigenschaften untersucht:

1. Die Eigenfrequenz der Brücke. In den meisten Fällen ist die interessanteste Eigenfrequenz die zur ersten vertikalen Biege- Eigenform gehörende. Diese wird für jede Brücke gemessen. Bei einigen Brücken können zusätzlich die Eigenfrequenzen zur zweiten vertikalen Biege- Eigenform und / oder die zu einer Torsionsschwingung gehörende Eigenfrequenz gemessen werden.
2. Die Dämpfung der Brücke. Für jede Brücke, deren Eigenfrequenz im Bereich der möglichen Erregerfrequenzen des Schwingungserregers liegt, wird die Dämpfung auf die beiden, in Kapitel 5 beschriebenen Methoden ermittelt: Über die Resonanzkurve und über die Ausschwingkurve, wobei die Ausschwingkurve sowohl nach der Anregung durch Springen als auch nach jeder Anregung in den unterschiedlichen Erregerfrequenzen berechnet wird.
3. Die Beschleunigungs- Amplituden infolge der Anregung durch den Schwingungserregers. Im Resonanzfall können Rückschlüsse von den gemessenen Amplituden auf die Dämpfung und die mitschwingende Masse der Brücke gezogen werden.
4. Die Beschleunigungs- Amplituden infolge eines oder mehrerer Passanten. Durch die Messung der Beschleunigungen, die ein Fußgänger beim Überqueren der Brücke hervorruft, kann die Formel zur Berechnung der Beschleunigungen überprüft und optimiert werden.

7.1 Durchführung und Auswertung der Messungen

7.1.1 Eigenfrequenz

Die Eigenfrequenz kann entweder aus dem Frequenzspektrum abgelesen werden oder durch das Abzählen der Schwingungen im Zeitschrieb berechnet werden. Die Spektren und die Messschriebe werden in dieser Arbeit mit dem Programm „Analyse“ von Holger WAUBKE berechnet und dargestellt. Zur Messung der Eigenfrequenz stehen folgende drei Methoden zur Auswahl:

1. Ambiente Messung, auch Ruhemessung genannt, vgl. Kapitel 6
2. Messung nach Impulsanregung, z. B. Hüpfen einer Person auf der Brücke oder Fallenlassen eines Sandsackes
3. Messung der Resonanzkurve durch harmonische Anregung in unterschiedlichen Frequenzen.
Im Bereich der Eigenfrequenz ergeben sich entsprechend des Verlaufs der Vergrößerungsfunktion erhöhte Ausschläge.

zu 1. Ruhemessung:

In Kapitel 6 wurde darauf hingewiesen, dass bei ambienter Messung nicht immer zufrieden stellende Ergebnisse erzielt werden. Am Beispiel der Fachwerkbrücke über die Saalach (eine genauere Beschreibung folgt in Kapitel 7.2, Bild s. Anhang S. 10) wurde nach einer 80 Sekunden langen Ruhemessung folgendes Frequenzspektrum erhalten, vgl. Bild 7.1.

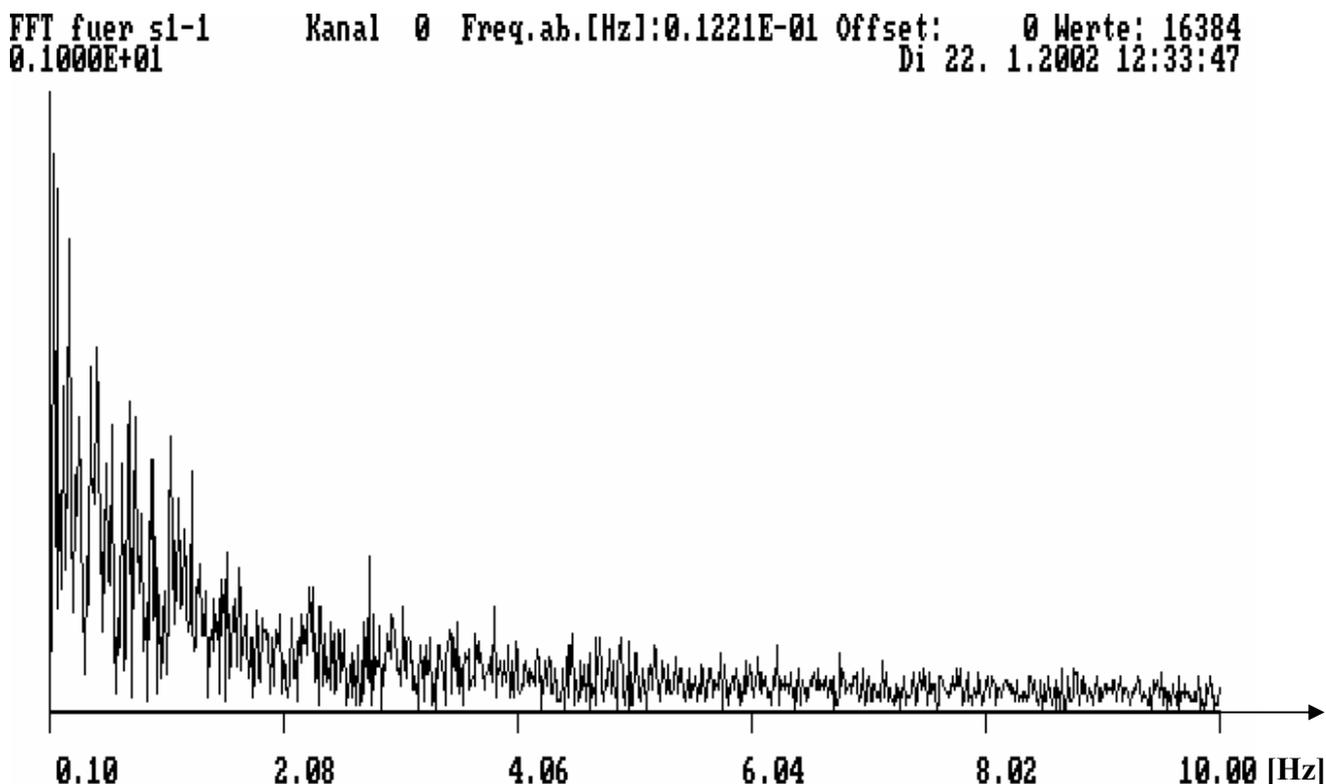


Bild 7.1 Frequenzspektrum nach Ruhemessung. Brücke über die Saalach

Aus dem Frequenzspektrum in Bild 7.1 kann keine Aussage über die Eigenfrequenz der Brücke gewonnen werden.

Ein Beispiel für ein positives Ergebnis einer ambienten Messung ist in Bild 7.2 zu sehen. Die Messung wurde bei Unterföhring auf einer Einfeldträger- Brücke aus Stahl mit ca. 42 m Spannweite durchgeführt. Die Eigenfrequenz lässt sich zu 2,246 Hz ablesen. Die Genauigkeit ist abhängig von der gewählten Abtastrate (hier alle 5/1000 sec, d. h. 200 Hz) und der Messdauer (hier 40 sec.) und beträgt hier 0,0244 Hz. Während der Messung wurde die Brücke „in Ruhe gelassen“, d. h. nur ambient angeregt. Man kann erkennen, dass sich diese Brücke auch ohne planmäßige Anregung in messbaren Schwingungen bewegt.

zu 2. Impulsanregung:

Die Brücke bei Unterföhring wurde außerdem durch einen Sprung einer Person in Brückenmitte angeregt. Das Spektrum für die Auswertung der gesamten Messzeit von 20 Sekunden ist in Bild 7.3 dargestellt.

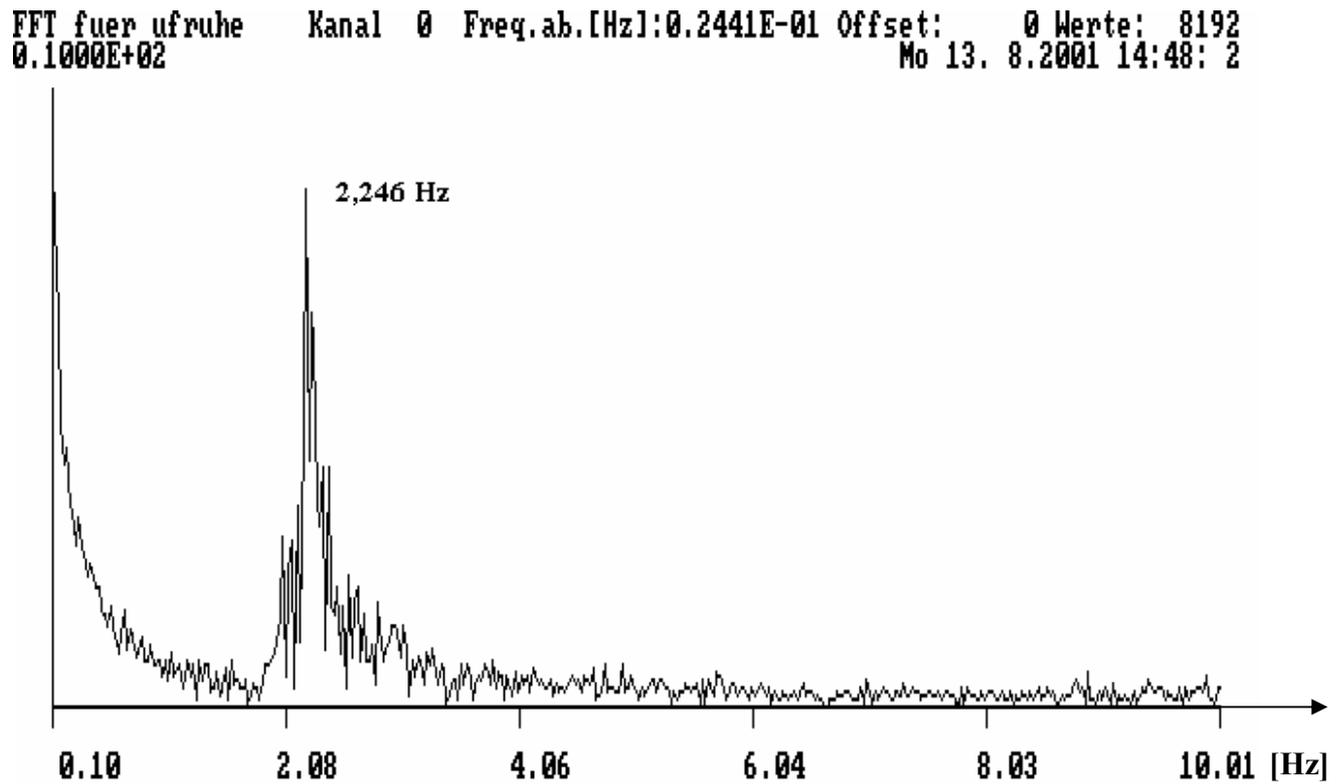


Bild 7.2 Frequenzspektrum nach Ruhemessung. Brücke bei Unterföhring

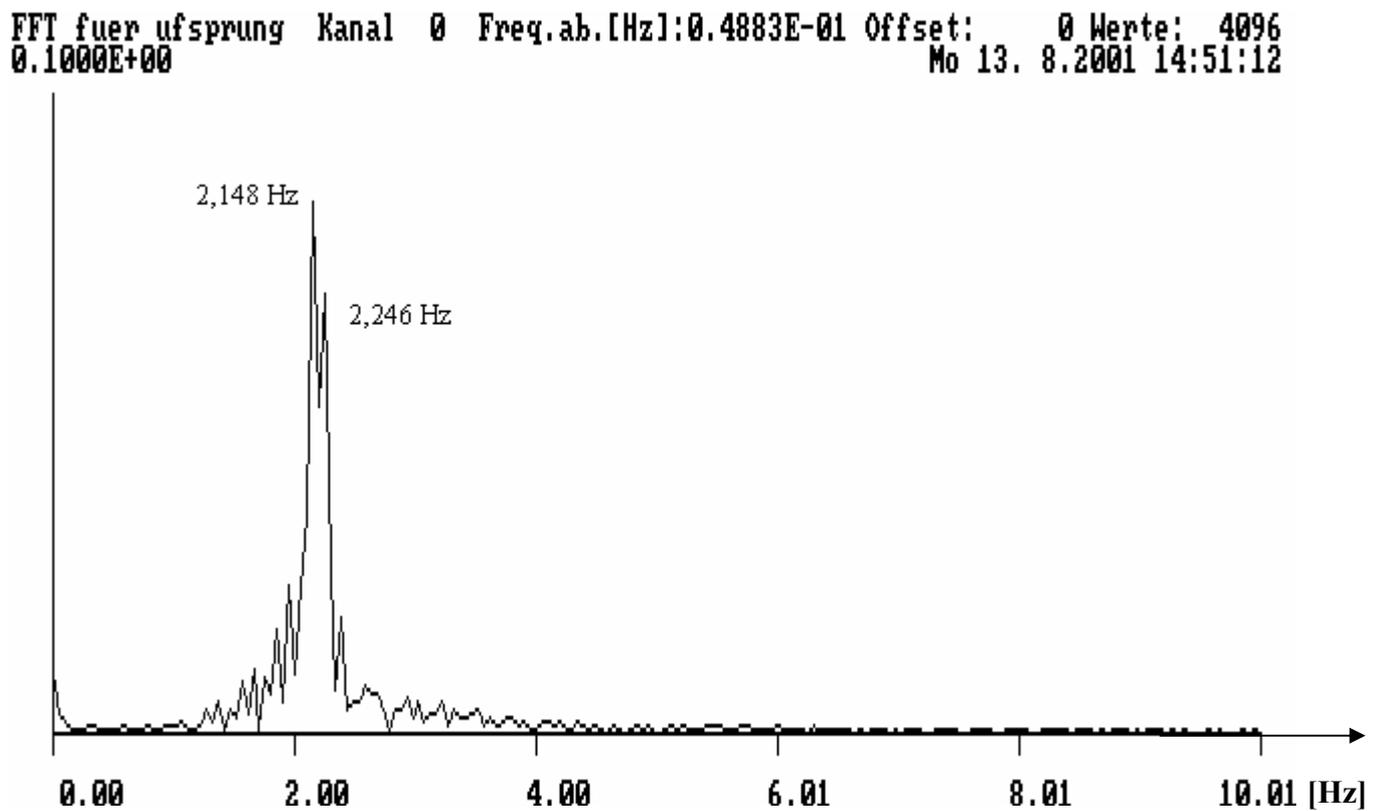


Bild 7.3 Frequenzspektrum nach Anregung durch Sprung für 0 bis 20 sec. Brücke bei Unterföhring

In Bild 7.3 sind zwei Spitzen zu erkennen, bei 2,148 Hz und bei 2,246 Hz, wobei eine Darstellungsgenauigkeit von 0,0448 Hz zugrunde liegt. Werden nur die letzten 5 Sekunden der Messung ausgewertet, d. h. die Zeit direkt nach dem Sprung, erhält man das Frequenzspektrum nach Bild 7.4. Hieraus kann eine Frequenz von 2,148 Hz abgelesen werden. Um wieder eine Darstellungsgenauigkeit von 0,0448 Hz zu erreichen, wurden die Daten nach dem Sprung in der Datei viermal aneinander gereiht.

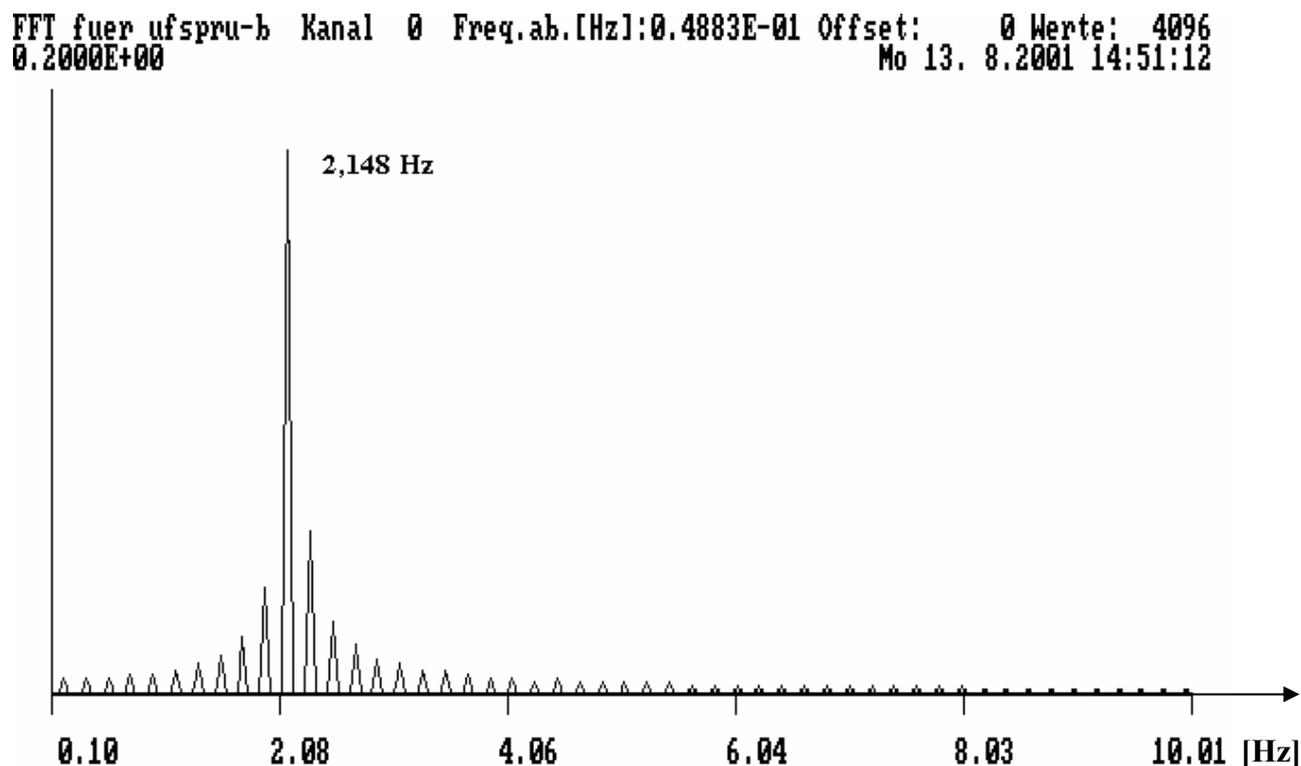


Bild 7.4 Frequenzspektrum nach Anregung durch Sprung für 14 bis 20 sec. Brücke bei Unterföhring

Die unterschiedlichen Ergebnisse für die Eigenfrequenz lassen sich durch jeweils unterschiedlich große Amplituden und nicht-linearem (Material-) Verhalten erklären. Bei der ambienten Messung (Bild 7.2) liegen sehr kleine Amplituden vor, die Frequenz ist mit 2,246 Hz etwas höher als 2,148 Hz, welche nach der Anregung durch den Sprung gemessen worden ist. Bei der Auswertung der „Sprungmessung“ über die gesamte Messzeit waren sowohl Phasen mit größeren Auslenkungen, ca. $0,25 \text{ m/s}^2$, als auch solche mit kleinen Auslenkungen vorhanden. Deswegen sind bei dieser Auswertung, Bild 7.3 zwei Spitzen zu erkennen.

Die Eigenfrequenz kann nicht nur im Frequenzbereich, sondern auch im Zeitbereich abgelesen werden, und zwar durch das Abzählen der Schwingungen im Zeitschrieb (vgl. Bild 7.5). Diese Methode liefert folgendes Ergebnis:

In einem Zeitintervall, hier wurden 5,03 Sekunden gewählt, werden 11 Schwingungen gezählt, d. h. pro Sekunde $11/5,03 = 2,186$ Schwingungen. D. h., mit dieser Methode erhält man eine Eigenfrequenz von 2,186 Hz. Die Genauigkeit ist abhängig von der Genauigkeit beim Ablesen des Zeitintervalls.

Zeitreihe f. ufsprung Kanal 0 Zeitab.[s]:0.5000E-02 Offset: 0 Werte: 4096
 -.3000E+01 ... 0.3000E+01 Mo 13. 8.2001 14:51:12

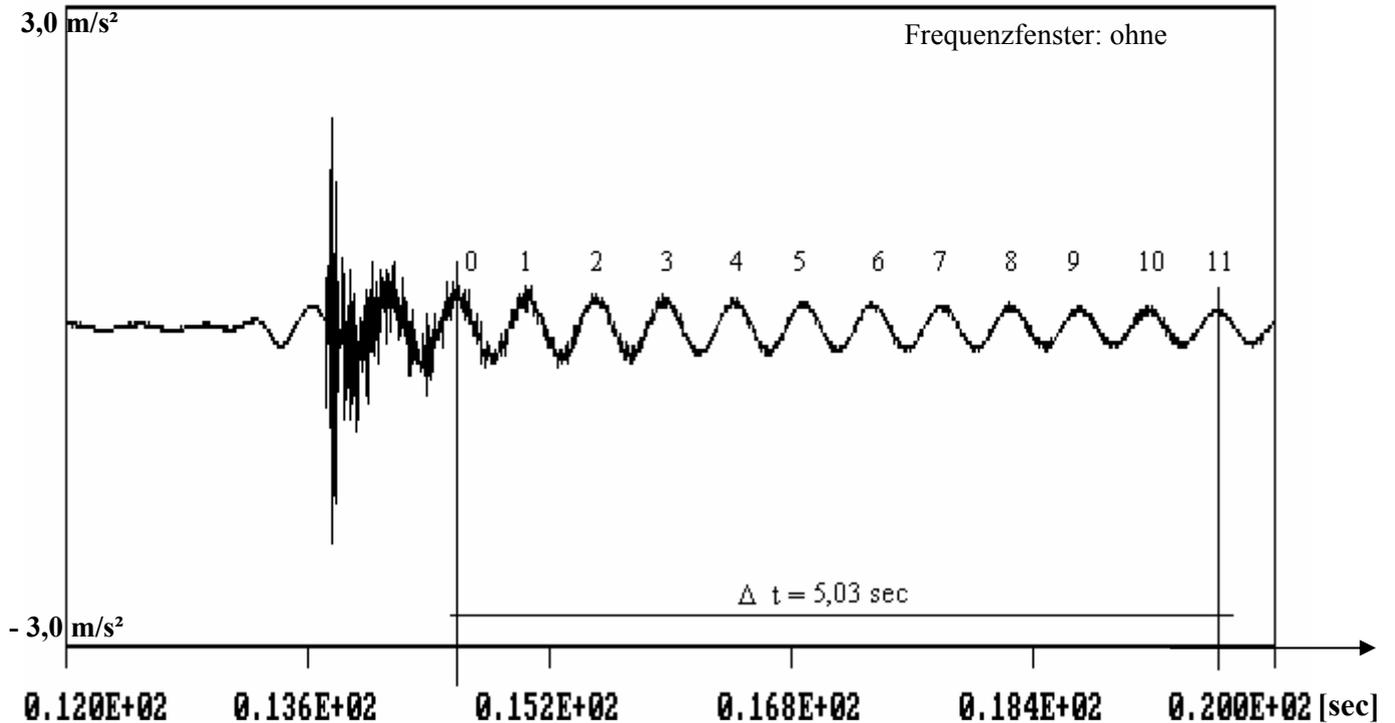


Bild 7.5 Zeitschrieb für 12 bis 20 sec für Anregung durch Sprung. Brücke bei Unterföhring

Für die Messung der Fachwerkbrücke über die Saalach nach dem Sprung einer Person, sieht der Zeitschrieb, wie folgt aus (Bild 7.6).

Zeitreihe Beschl. Datei:s3-2i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
 -.1000E+00 ... 0.1000E+00 lin. Di 22. 1.2002 13:51:14

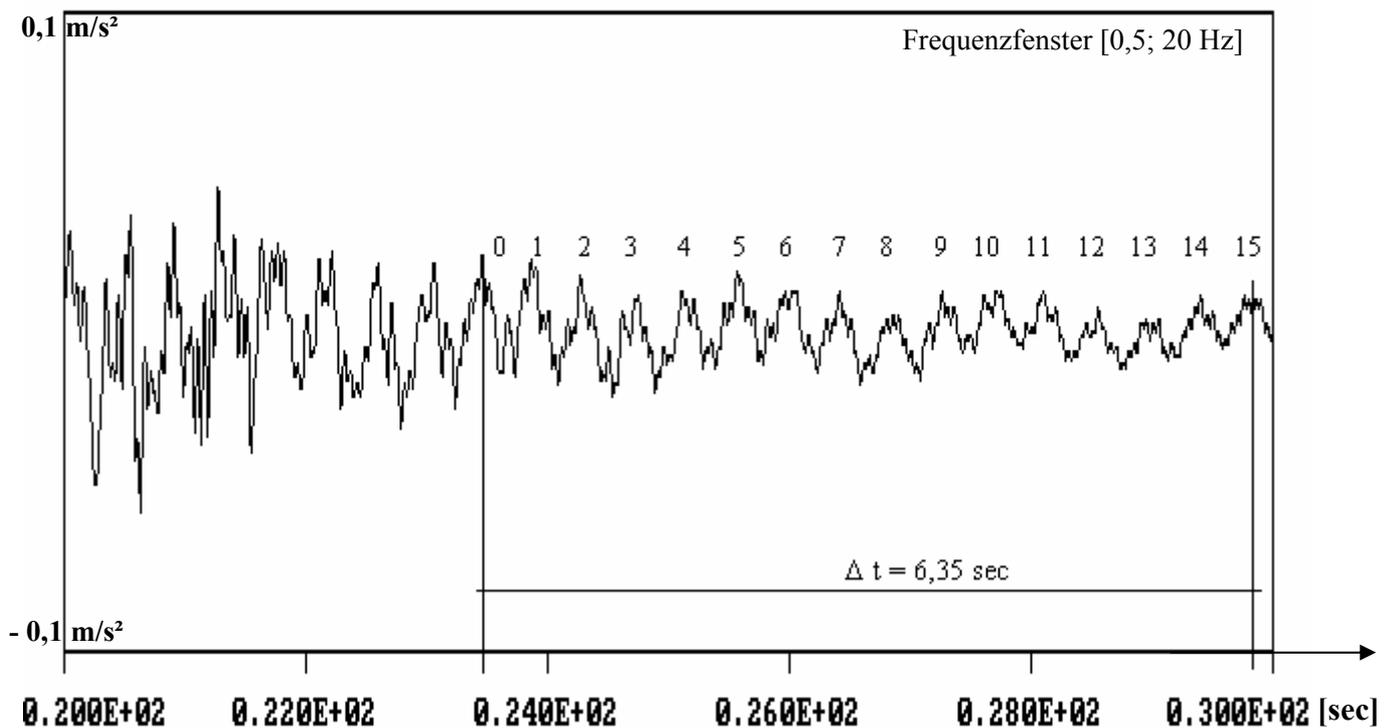


Bild 7.6 Zeitschrieb für 20 bis 30 sec für Anregung durch Sprung. Brücke über die Saalach

Bei der Brücke über die Saalach wurde im Viertelpunkt der Brücke angeregt und gemessen. Ziel war neben der Bestimmung der Eigenfrequenz zur ersten vertikalen Biege- Eigenform auch die Frequenz zur zweiten. Letztere konnte aber – wahrscheinlich wegen der geringen Amplituden – nicht eindeutig festgelegt werden. In Bild 7.6 kann man jedoch deutlich erkennen, dass nicht nur die erste vertikale Biege- Eigenform, sondern noch weitere Eigenformen mit höheren Eigenfrequenzen beteiligt sind.

Werden in Bild 7.6 die Schwingungen im Zeitschrieb abgezählt, erhält man folgende Eigenfrequenz:
 $15 \text{ Schwingungen} / 6,35 \text{ sec} = 2,36 \text{ Hz}$

Das Frequenzspektrum zum selben Sprungversuch bestätigt diese Eigenfrequenz, vgl. Bild 7.7. Dafür wurde die Zeit nach dem zweiten Sprung von 20 bis 30 Sekunden ausgewertet. Die Darstellungsgenauigkeit beträgt 0,09766 Hz.

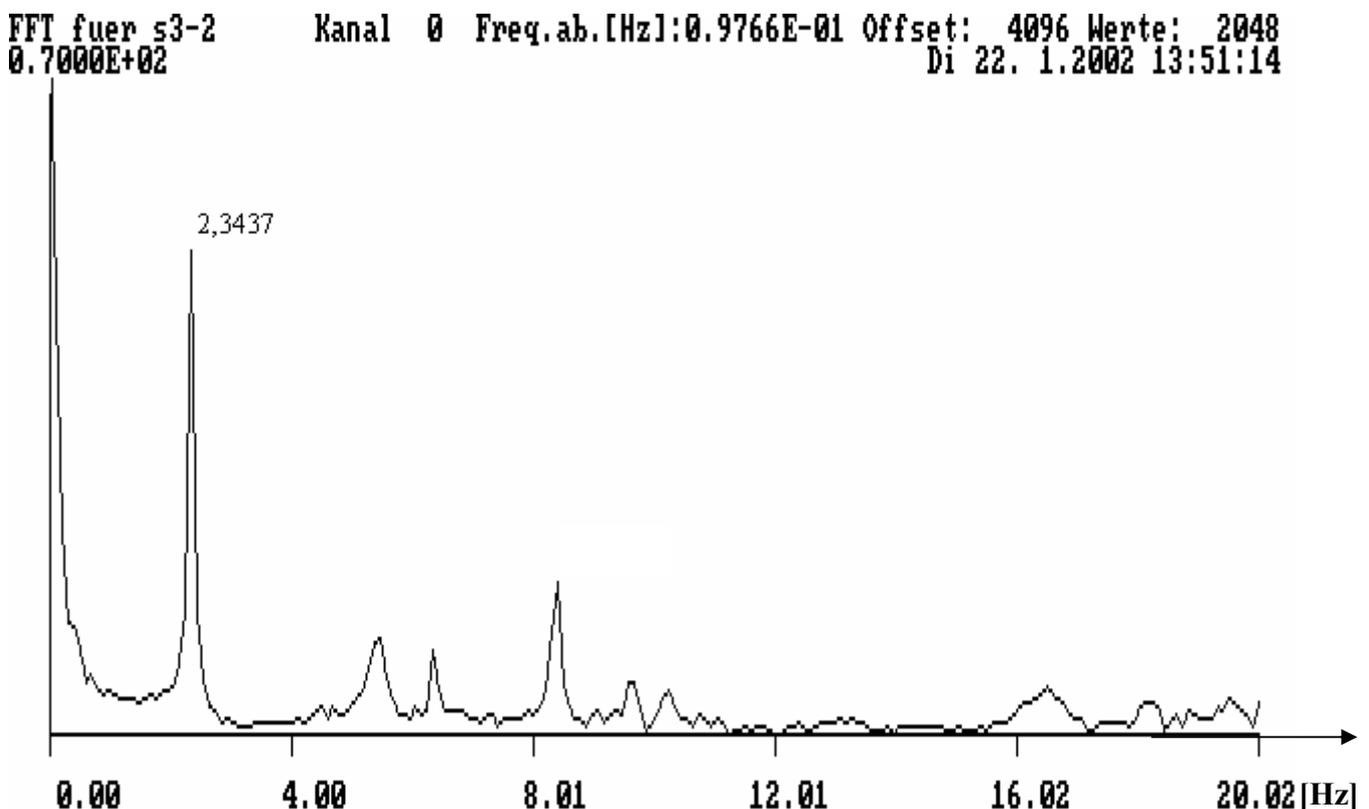


Bild 7.7 Frequenzspektrum nach Anregung durch Sprung für 20 bis 30 sec. Brücke über die Saalach

zu 3. Messung der Resonanzkurve und Bestimmung der Eigenfrequenz:

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der Eigenfrequenz ist, die Brücke in mehreren unterschiedlichen Frequenzen harmonisch anzuregen. Zu jeder Erregerfrequenz wird die zugehörige Amplitude im stationären Zustand gemessen. Die Resonanzkurve entsteht, wenn die gemessenen Amplituden über die Frequenzen aufgetragen werden. Beim maximalen Ausschlag kann die Eigenfrequenz angenommen

werden. Diese Methode ist sehr aufwendig, v. a. wenn nur die Eigenfrequenz interessiert. Wenn aber die Resonanzkurve zur Ermittlung der Dämpfung benötigt wird, dann ist ein Vergleich der Messergebnisse – Eigenfrequenz aus Spektrum oder Zeitschrieb und Eigenfrequenz aus Resonanzkurve – möglich. Die Ergebnisse aus diesem Vergleich werden in Kapitel 7.3 diskutiert.

Der Versuchsablauf für die Messung der Resonanzkurve ist Folgender. Erst wird die Eigenfrequenz f_e durch einen Sprung bestimmt, danach wird mit Erregerfrequenzen von $f_e - 0,4$ Hz bis $f_e + 0,4$ Hz angeregt. Dabei werden die Erregerfrequenzintervalle von 0,1 Hz über 0,05 Hz bis 0,005 Hz immer kleiner, je näher die Erregerfrequenz an die Eigenfrequenz kommt.

Bild 7.8 zeigt die Resonanzkurve aus der Messung der Brücke bei Unterföhring und die rechnerisch ermittelte Vergrößerungsfunktion. Zusätzlich ist die Kurve der Erregerkraft angetragen, die mit größer werdender Erregerfrequenz parabolisch ansteigt.

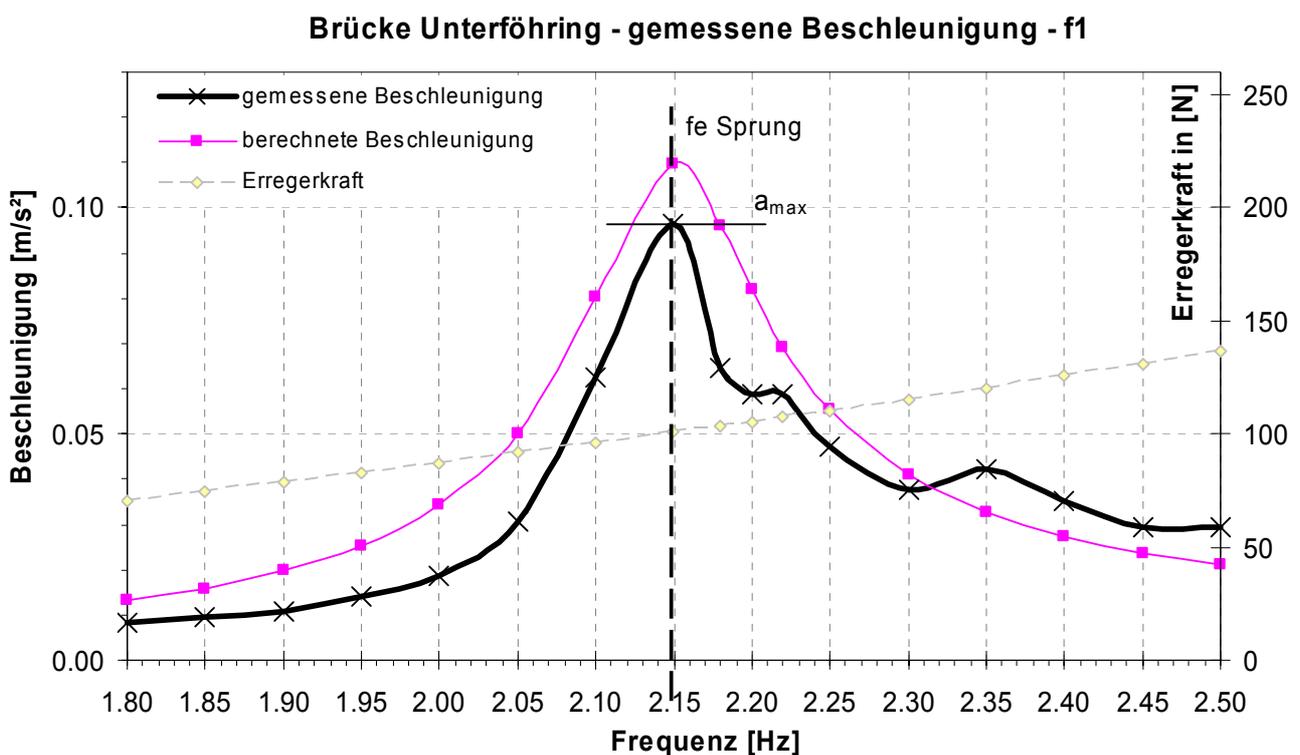


Bild 7.8 Resonanzkurve. Brücke bei Unterföhring

Die Resonanzkurve in Bild 7.8 ist die erste Resonanzkurve, die am Fachgebiet Holzbau mit dem Schwingungserreger gemessen worden ist. Es wurden noch einige Erfahrungen gesammelt, um den Messablauf und die Messauswertung zu optimieren. Erklärungen für die Abweichung der gemessenen von der berechneten Kurve wurden gefunden. Sie werden im Kapitel 7.3 beschrieben.

Die Legende gilt sinngemäß für alle weiteren dargestellten Resonanzkurven

7.1.2 Einschwingvorgang

Bild 7.9 zeigt einen typischen Zeitschrieb einer Messung bei Anregung mit dem Schwingungserreger.

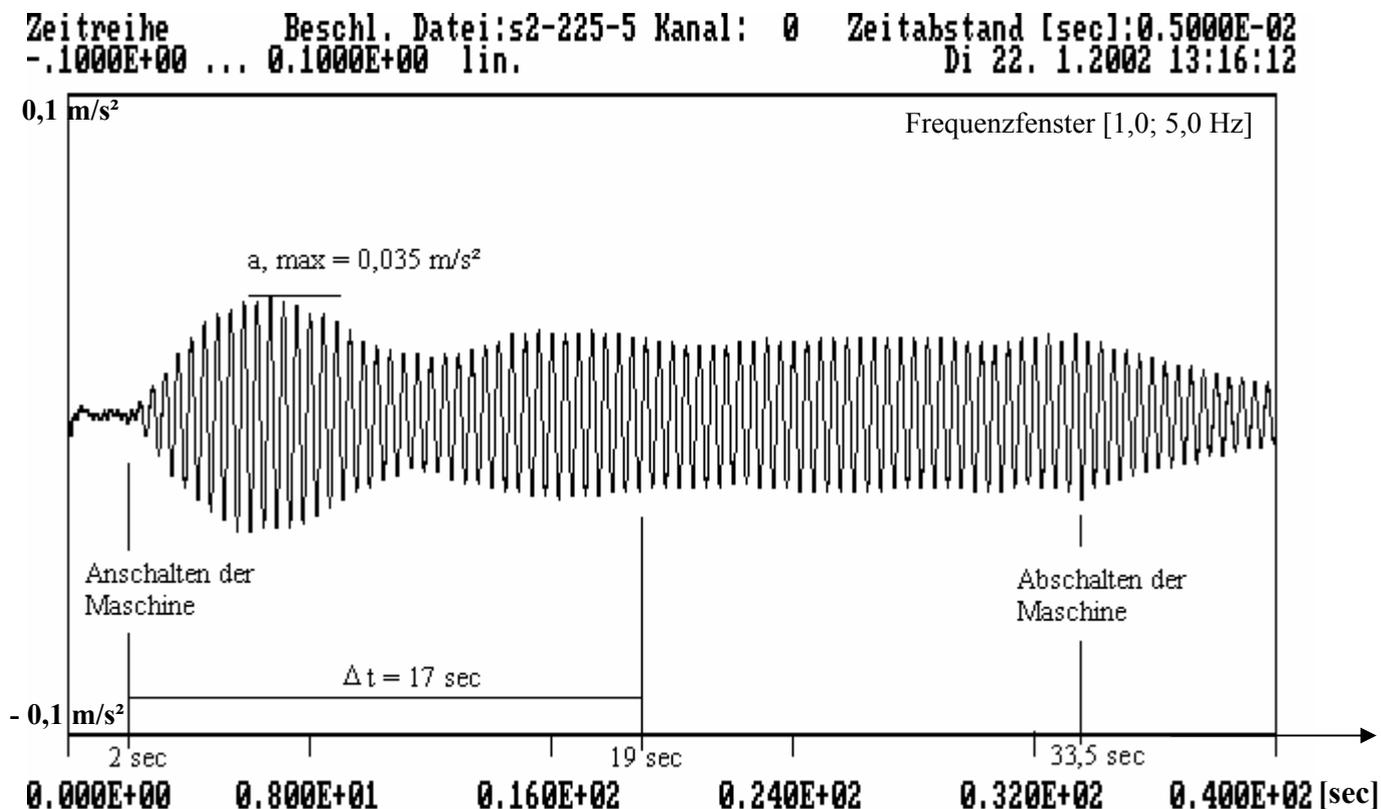


Bild 7.9 Typischer Zeitschrieb für Anregen mit dem Schwingungserreger. Brücke über die Saalach

Eine Messung mit einer Erregerfrequenz dauert normalerweise 40 Sekunden, nur bei sehr kleinen Dämpfungen wird sie auf 80 Sekunden verlängert. Bei einer 40 Sekunden dauernden Messung ist der Schwingungserreger ca. 30 Sekunden in Betrieb, dann wird er abgeschaltet. Bei der Messung in Bild 7.9 wurde der Erreger bei 2 Sekunden an-, bei 33,5 Sekunden abgeschaltet. Die Erregerfrequenz war mit 2,25 Hz unterhalb der Resonanzfrequenz von 2,37 Hz. In Bild 7.9 kann man das globale Maximum mit 0,035 m/s² bei ca. 7 Sekunden erkennen. Dieses ist nicht dem stationären Zustand zuzuordnen, sondern dem Einschwingvorgang und deswegen für die Erstellung der Resonanzkurve nicht maßgebend.

Zur Erklärung des Maximums wird Gleichung (3.23) noch mal angeführt.

$$w(t) = \underbrace{e^{-\zeta\omega t} (A_1 \cdot \cos \omega_d t + A_2 \cdot \sin \omega_d t)}_{\text{HOMOGENER ANTEIL}} + \underbrace{\frac{F_0}{K} \cdot \frac{V(\eta)}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot \eta)^2}} \cdot \cos(\Omega t - \alpha)}_{\text{PARTIKULÄRER ANTEIL}}$$

Wie bereits erwähnt, sind beim Einschwingvorgang sowohl der homogene, als auch der partikuläre Anteil vorhanden. Der homogene Anteil schwingt in der Eigenfrequenz, hier 2,37 Hz, und nimmt – je nach

Dämpfung – mit jeder Schwingung ab. Der partikuläre Anteil schwingt in der Erregerfrequenz, hier mit 2,25 Hz. Er ist von Anfang an vorhanden, wird aber anfangs durch die Überlagerung mit dem homogenen Anteil aufgehoben. Um diesen Sachverhalt genauer aufzuzeigen, wurde in Bild 7.10 der Einschwingvorgang für die ersten 10 Sekunden dargestellt, getrennt für die Anteile Eigenfrequenz und Erregerfrequenz, sowie deren Überlagerung. Messung und Berechnung stimmen gut überein.

```

—s2-225i .ZWB.K 0 .....s2-225ii.ZWB.K 0 .....s2-225-5.ZWB.K 0
-.1000E+00 ... 0.1000E+00 lin.

```

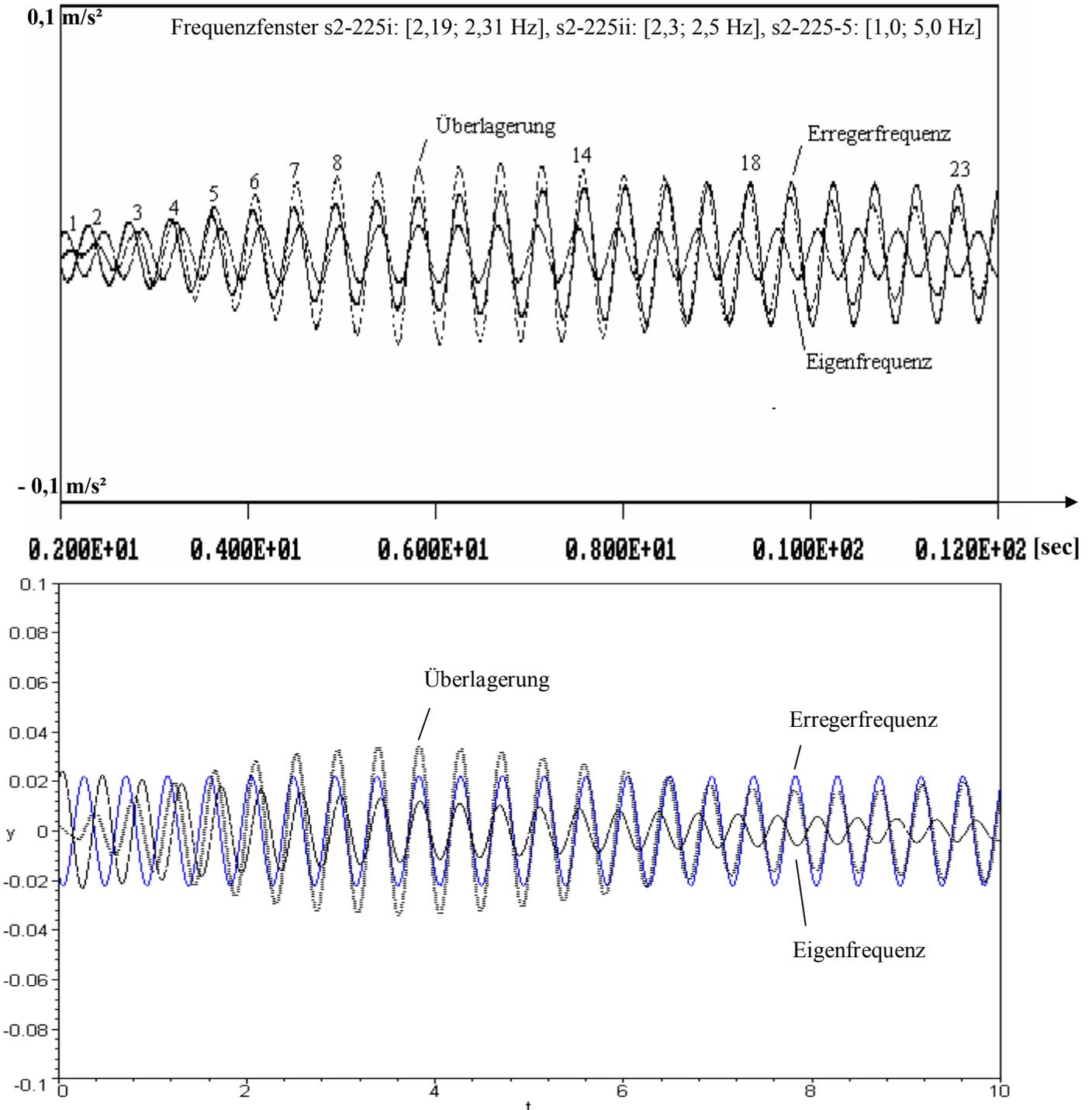


Bild 7.10 Aufspaltung in Eigen- und Erregerfrequenz, gemessen (oben) und berechnet (unten)

Für die Berechnung wurde das Mathematik- Programm MAPLE verwendet. Dabei wurde die Brücke als Einmassenschwinger mit den Eingangsgrößen der Brücke über die Saalach abgebildet:

Für das System: $f_e = 2,37$ Hz, $M^* = 60000$ kg, $\zeta = 0,012$;

für die Erregerkraft: $f_s = 2,25$ Hz; $F_0 = 150$ N.

Am Frequenzspektrum (Bild 7.11) kann man sehen, dass die Eigenfrequenz neben der Erregerfrequenz vorhanden ist. Für das Spektrum in Bild 7.11 wurde über die gesamte Messzeit ausgewertet. Für eine abschnittsweise Auswertung, z. B. nur des eingeschwungenen Zustands oder des Ausschwingvorgangs (hier nicht dargestellt), ergeben sich entsprechend andere Verhältnisse für Eigen- zu Erregerfrequenz.

```
FFT fuer s2-225 Kanal 0 Freq.ab.[Hz]:0.2441E-01 Offset: 0 Werte: 8192
0.1000E+03 Di 22. 1.2002 13:16:12
```

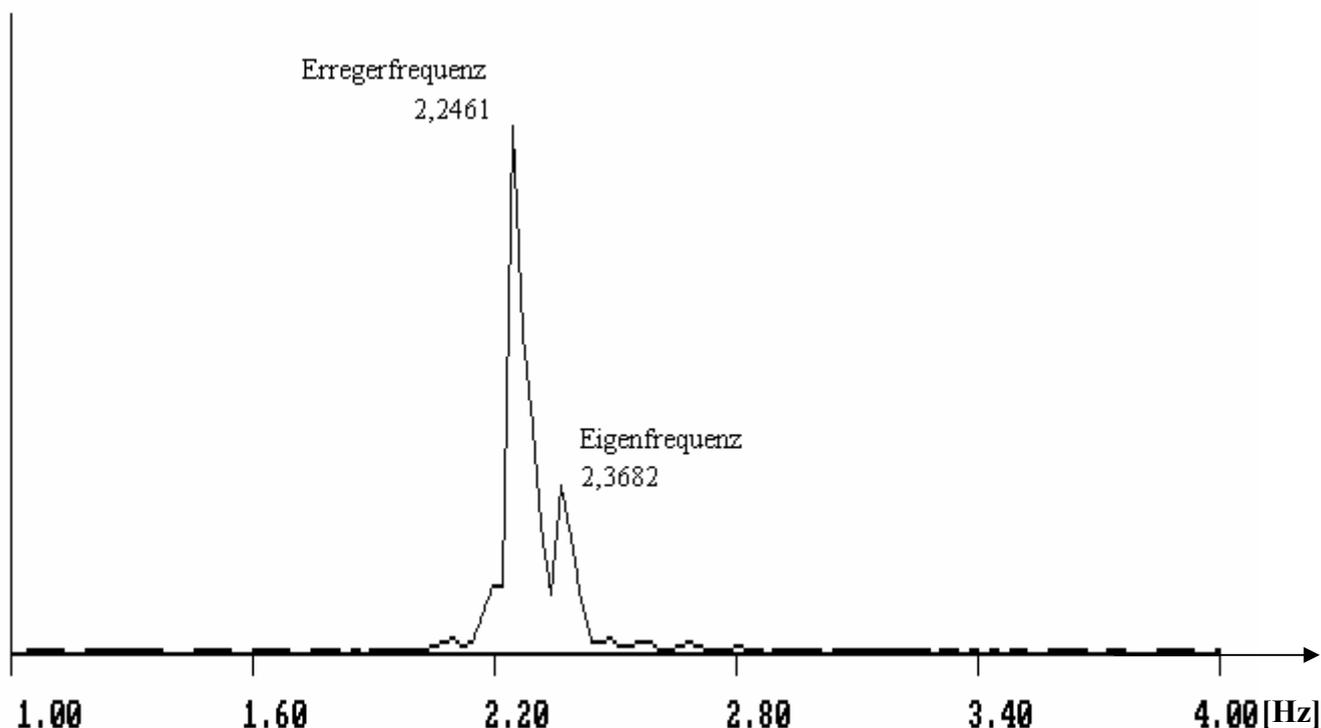


Bild 7.11 Frequenzspektrum für Anregen mit dem Schwingungserreger. Brücke über die Saalach

Beim Einschwingvorgang wird der Anteil der Eigenfrequenz immer geringer. Hier stellt sich die Frage, ab wann der Einschwingvorgang endgültig abgeschlossen ist. Um dies herzuleiten, wird die Hüllkurve des harmonischen Anteils in den Zeitverlauf der MAPLE- Berechnung gezeichnet (vgl. Bild 7.12).

Dieser nimmt mit der e- Funktion ab und beträgt z. B. nach 17 Sekunden nur noch 5 % des partikulären Anteils.

In den Gleichungen (7.1a) und (7.1.b) wird der homogene Anteil betrachtet und verglichen mit 5 % des partikulären Anteils. Damit kann berechnet werden, ab wann (in Sekunden) oder nach der wievielten Schwingung der homogene Anteil bis auf 5 % des partikulären Anteils herausgedämpft worden ist.

$$w_{\text{hom}}(t) = e^{-\zeta \cdot (2\pi \cdot f_e) \cdot t} (A_1 \cdot \cos(2\pi \cdot f_e \cdot t) + A_2 \cdot \sin(2\pi \cdot f_e \cdot t)) \leq 0,05 \cdot V(\eta) \cdot \frac{F_0}{K^*} \quad (7.1a)$$

$$e^{-\zeta \cdot (2\pi \cdot f_e) \cdot t} \leq 0,05 \cdot V(\eta) \cdot \left| \frac{F_0}{K^*} \cdot \frac{1}{(A_1 + A_2) \cdot \underbrace{\frac{1}{\sqrt{2}}}_{**}} \right| \quad (7.1b)$$

mit

$$\zeta = 0,012$$

$$f_e = 2,37 \text{ Hz}$$

$$V(\eta = 2,25 / 2,37) = 9,872$$

$$F_0 = 150 \text{ N}$$

$$K^* = 1,330 \cdot 10^7 \text{ N/m}$$

$$A_1 = -0,8568 \cdot 10^{-4}$$

$$A_2 = -0,6847 \cdot 10^{-4}$$

folgt: $t \leq 17$ Sekunden oder, ausgedrückt durch n , die Anzahl der Schwingungen:

$$n = f_e \cdot t = 40 \text{ Schwingungen, vgl. Bilder 7.9, 7.12 und 7.13.}$$

**): Der Faktor $(1/\sqrt{2})$ in der Gleichung (7.1b) berücksichtigt die Tatsache, dass hier auf die zeitveränderlichen Anteile von Sinus und Cosinus verzichtet wird und nur ihre Vorfaktoren A_1 und A_2 eingesetzt werden. Sinus und Cosinus werden bei gleicher Frequenz und ohne Phasenverschiebung nicht gleichzeitig maximal $(A_1 + A_2)$, sondern nur $\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (A_1 + A_2)$.

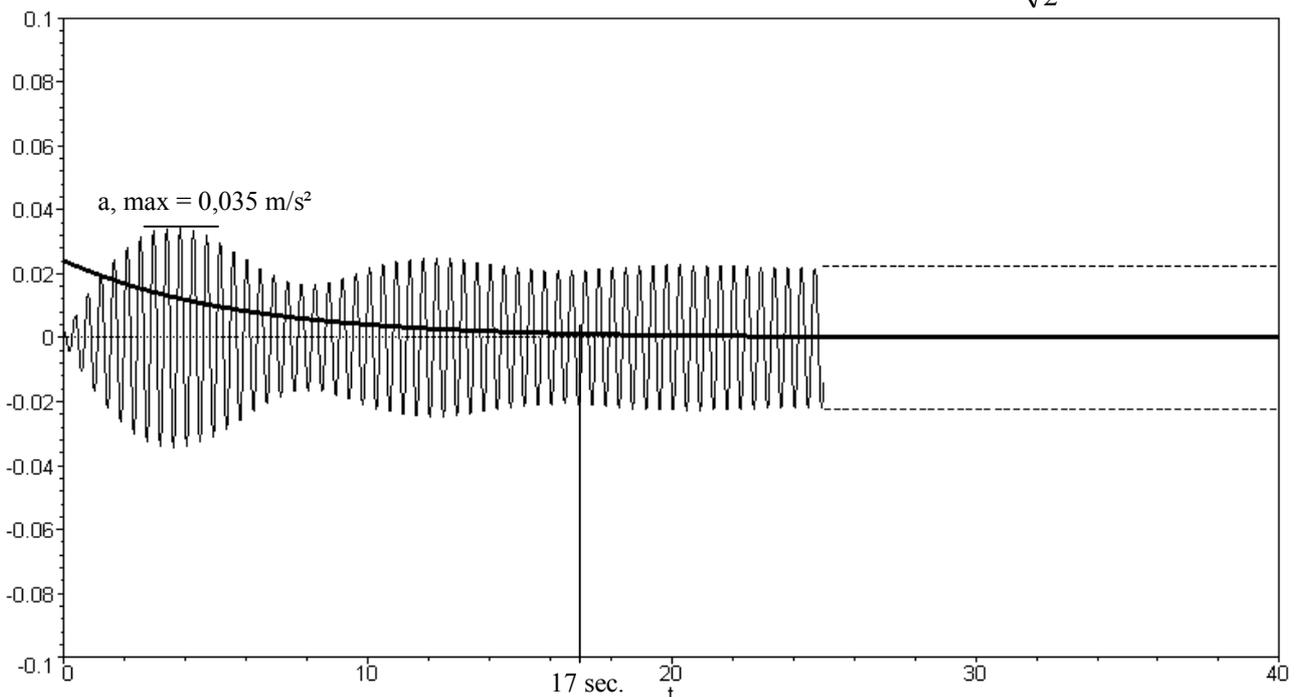


Bild 7.12 Berechnung des Zeitverlaufs und der Hüllkurve des homogenen Anteils

Bild 7.13 zeigt die Fortsetzung des Messschriebs im Zeitbereich zwischen 12 und 22 Sekunden. Nach der 40. Schwingung beträgt das Verhältnis der Beschleunigungen von homogenem zu partikulärem Anteil (noch) $0,003 / 0,022 = 13 \%$. Umgerechnet auf die Schwingwege, die in oben stehender Berechnung angesetzt werden, lautet das Verhältnis: $(0,003 / \omega^2) / (0,022 / \Omega^2) = (0,003 / 2,37^2) / (0,022 / 2,25^2) = 0,12$, also 12 %. Der Unterschied zur Berechnung (diese ergab 5 %) lässt sich dadurch erklären, dass bei einer Messung in Freiem immer kleine Anregungen (z. B. durch Wind) vorhanden sind, die das Bauwerk zu Schwingungen in der Eigenfrequenz anregen.

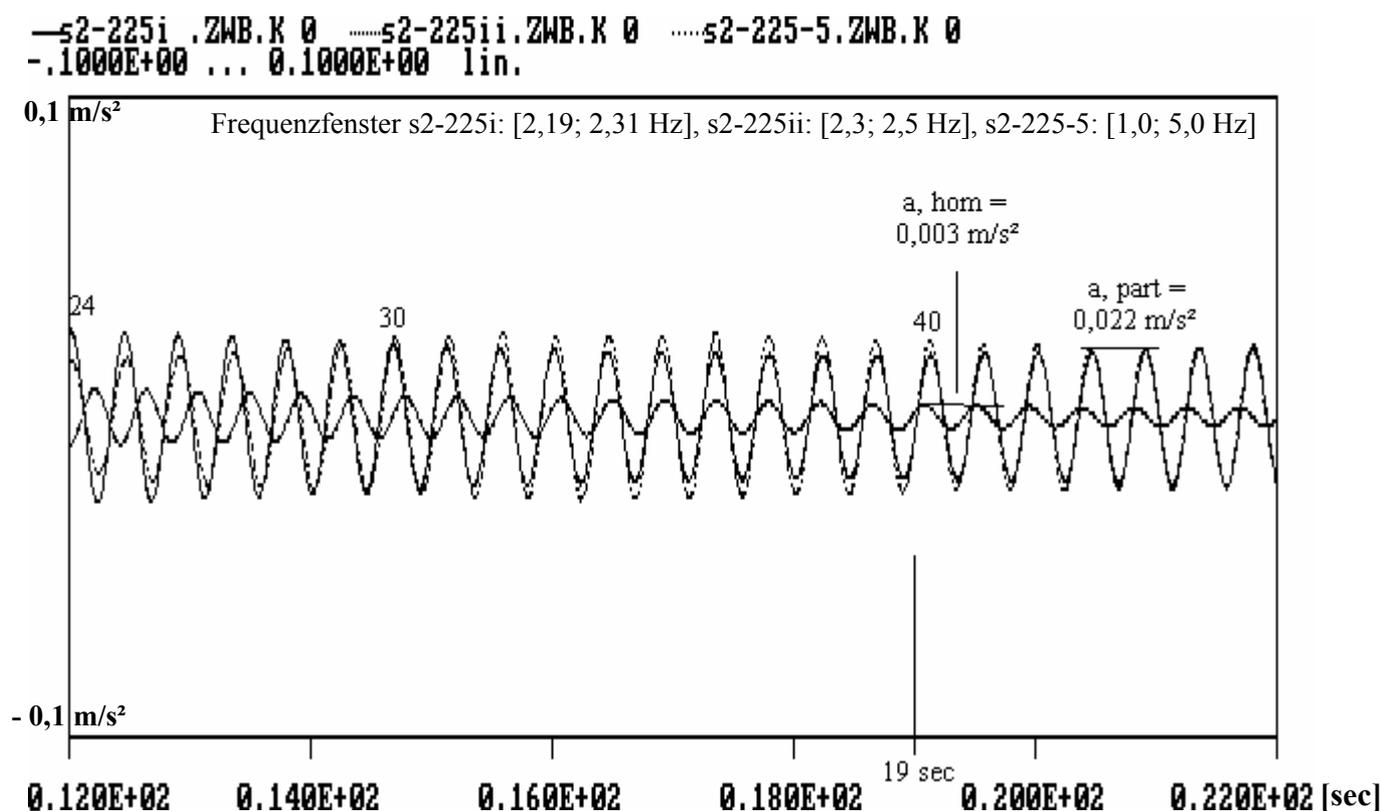


Bild 7.13 Messschrieb Beschleunigung zwischen 12 und 22 Sekunden. Brücke über die Saalach

7.1.3 Schwebungen

Eine weitere Besonderheit beim Einschwingvorgang sind die Schwebungen, vgl. Bild 7.14. Eine Schwebung entsteht bei der Überlagerung harmonischer Funktionen unterschiedlicher Frequenzen. Die Summe der harmonischen Schwingungen kann mit Hilfe trigonometrischer Gleichungen in ein Produkt umgewandelt werden:

$$\sin(\omega_1 \cdot t) + \sin(\omega_2 \cdot t) = 2 \cdot \sin\left(\underbrace{\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}}_{\omega_A} \cdot t\right) \cdot \cos\left(\underbrace{\frac{\omega_1 - \omega_2}{2}}_{\omega_B} \cdot t\right) \quad (7.2)$$

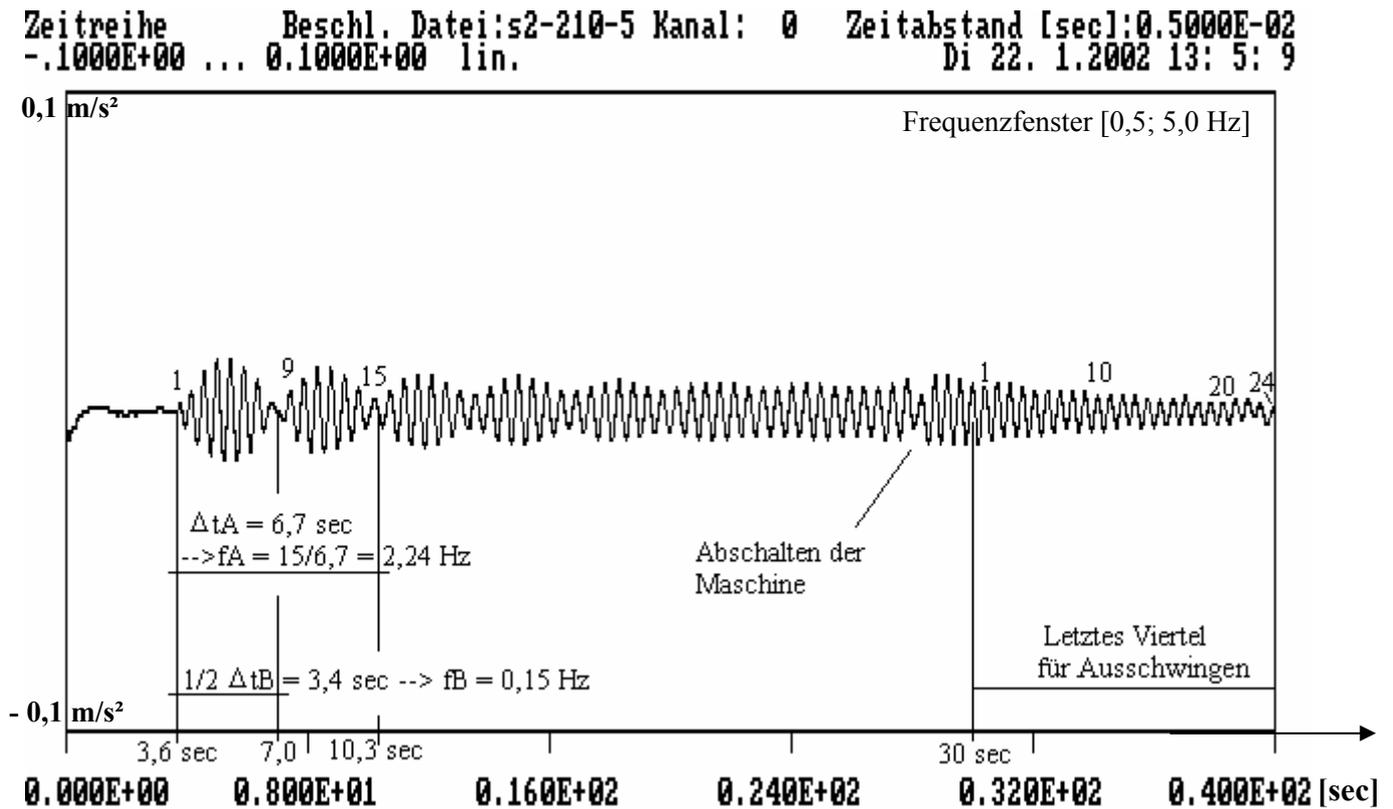


Bild 7.14 Messschrieb für Anregung mit dem Schwingungserreger mit 2,1 Hz. Brücke über die Saalach

In diesem Beispiel gilt: $\omega_1 = f_1 \cdot 2\pi = 2,37 \cdot 2\pi = 14,9 \text{ Hz}$,

$$\omega_2 = f_2 \cdot 2\pi = 2,10 \cdot 2\pi = 13,2 \text{ Hz}.$$

Daraus folgt:

$$\omega_A = 14,0 \text{ Hz}, \quad f_A = 2,24 \text{ Hz (vgl. Bild 7.14: } f_A = 2,24 \text{ Hz)},$$

$$\omega_B = 0,85 \text{ Hz}, \quad f_B = 0,14 \text{ Hz (vgl. Bild 7.14: } f_B = 0,15 \text{ Hz)}.$$

Je nach Verhältnis der beiden Frequenzen (hier: Erregerfrequenz und Eigenfrequenz) und der Amplituden der beiden beteiligten Schwingungen sind die Schwebungen mehr oder weniger gut zuerkennen. In dieser ausgeprägten Form tritt die Schwebung auf, wenn sowohl die Frequenzen als auch die Amplituden der Schwingungen in etwa gleich groß sind, wie z. B. hier bei der Anregung mit relativ kleinen Kräften ($F_0 = 130 \text{ N}$) bezogen auf die große Masse der Brücke.

Je enger die beiden Frequenzen zusammen liegen, umso langwelliger und intensiver sind die Schwebungen. Liegen die Frequenzen zu nahe zusammen, kann nicht mehr erkannt werden, dass es sich um eine Überlagerung von zwei harmonischen Schwingungen handelt. Im Resonanzfall, $\omega_1 = \omega_2$, wird ω_B gleich Null. Die Periodendauer der zweiten Schwingung Δt_B geht nach Unendlich.

Eine Methode, die Amplitude im eingeschwingenen Zustand zu finden, ist, den Zeitschrieb mit einem Frequenzfenster im Bereich der Erregerfrequenz darzustellen und den Anteil der Eigenfrequenz herauszufiltern; für die Erregerfrequenz von 2,1 Hz mit einem Frequenzfenster [2,02; 2,27 Hz] siehe Bild 7.15.

Zeitreihe Beschl. Datei:s2-210i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
 -0.1000E+00 ... 0.1000E+00 lin. Di 22. 1.2002 13: 5: 9

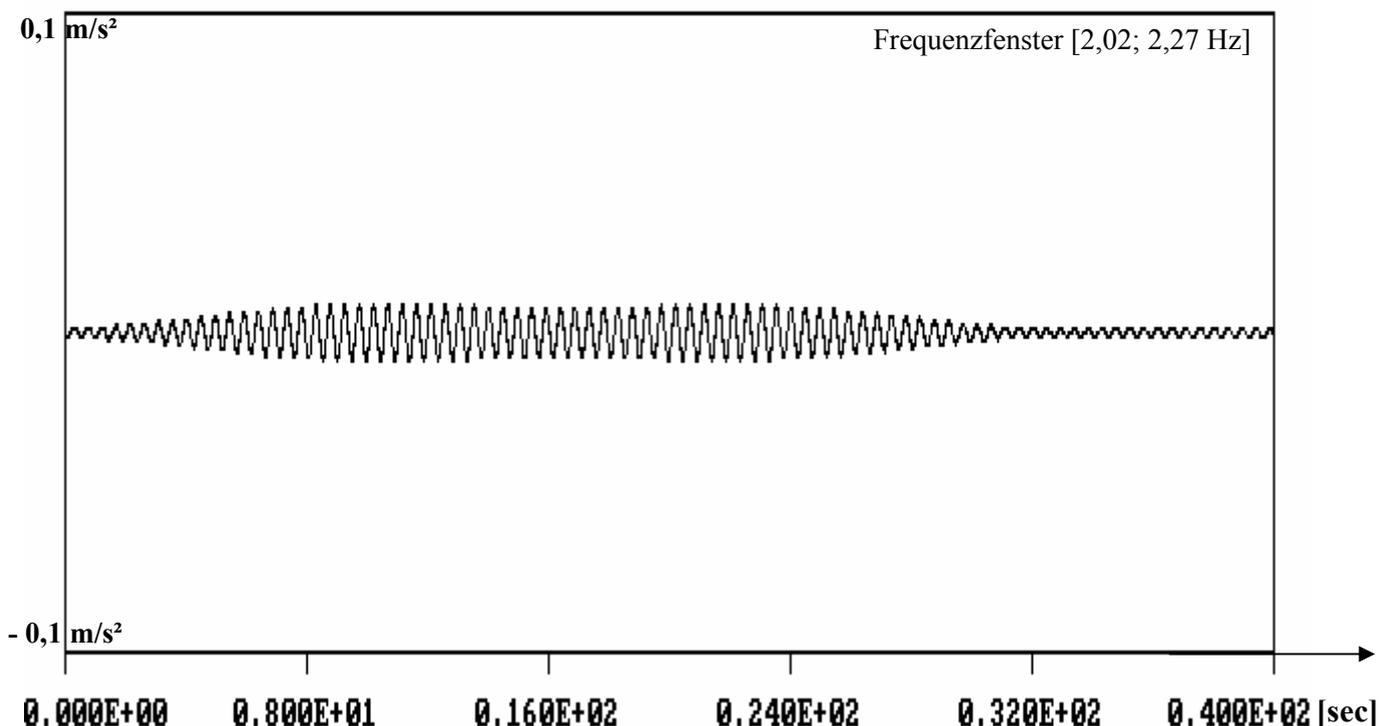


Bild 7.15 Messschrieb mit Frequenzfenster ohne Eigenfrequenz. Brücke über die Saalach

Das zugehörige Spektrum (vgl. Bild 7.16) hilft, die Grenzen für das Frequenzfenster zu finden. Das Spektrum bezieht sich auf die ganze Messdauer. Man sieht die Spitze bei der Erregerfrequenz von 2,1 Hz und bei der Eigenfrequenz von ca. 2,4 Hz. Die Genauigkeit der Darstellung ist hier 0,02441 Hz, s. S. 53.

FFT fuer s2-210 Kanal 0 Freq.ab.[Hz]:0.2441E-01 Offset: 0 Werte: 8192
 0.5000E+02 Di 22. 1.2002 13: 5: 9

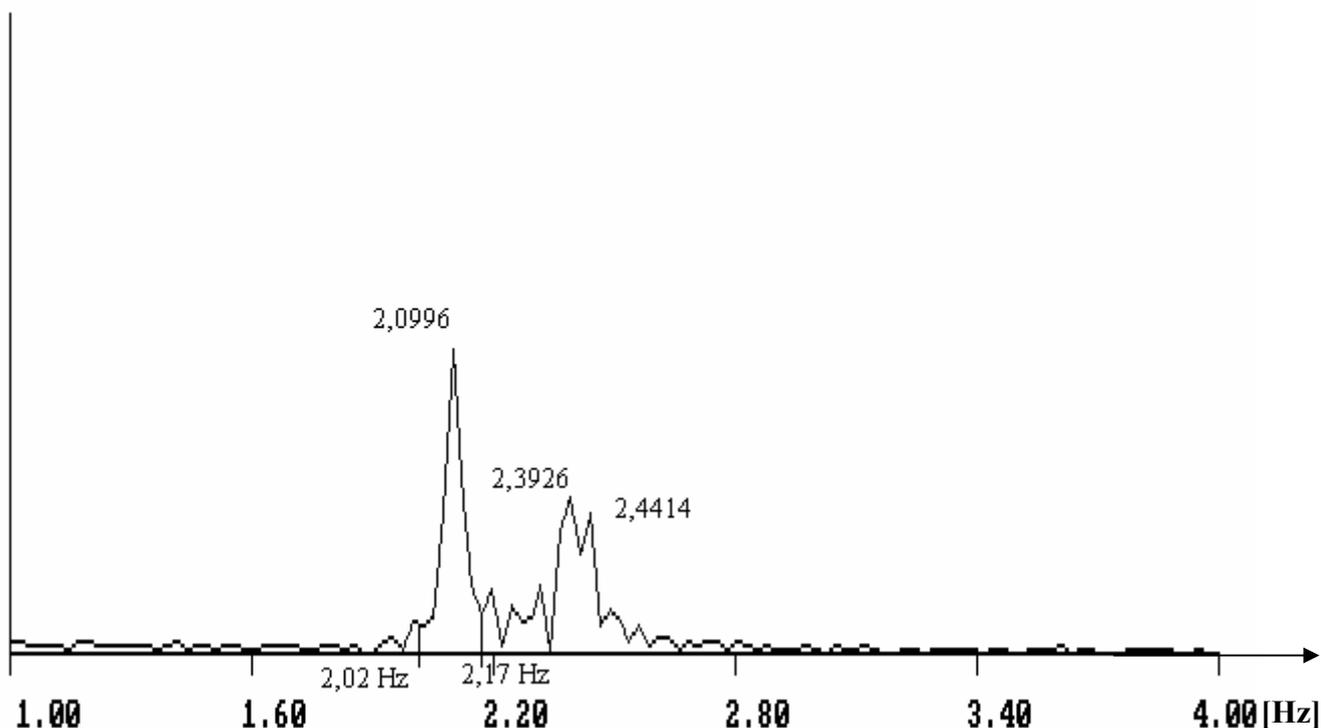


Bild 7.16 Spektrum für Anregung mit dem Schwingungserreger mit 2,1 Hz. Brücke über die Saalach

7.1.4 Ausschwingvorgang

7.1.4.1 Harmonische Anregung

In diesem Kapitel wird der Ausschwingvorgang behandelt; insbesondere die Frage, ob der Ausschwingvorgang in der Erregerfrequenz oder in der Eigenfrequenz stattfindet – und wie der Übergang von der Erreger- zur Eigenfrequenz dargestellt wird.

Um dies zu untersuchen, wird die Brücke über die Saalach als FE- Modell nachgebildet und mit dem Finite- Element- Programm „MSC NASTRAN for Windows“ für eine harmonische Anregung berechnet. Das verwendete Modell ist kein Fachwerk, wie die Brücke selbst, sondern ein Biegeträger mit einer Spannweite von 70 m, einer Gesamtmasse von 120 to, d.h. einer verteilten Masse von 1 714 kg/m, und einer Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ef} . Diese wurde wie folgt ermittelt:

Generalisierte Federsteifigkeit: $K^* = \omega^2 \cdot M^* = (2\pi \cdot 2,37)^2 \cdot 60\,000 = 13,3 \text{ MN/m}$

$$K^* = \frac{\pi^4 \cdot EI_{ef}}{2 \cdot \ell^3} \rightarrow EI_{ef} = 95 \cdot 10^9 \text{ Nm}^2$$

gewählt wird:

$$b \times h = 2,0 \times 3,52 \text{ m}^2, E = 13\,000 \text{ MN/m}^2, \rho = 245 \text{ kg/m}^3,$$

$$\zeta = 0,012, f_e = 2,37 \text{ Hz.}$$

Es werden 36 Elemente generiert, d.h. die Elementlänge eines Elementes ist $70 / 36 = 1,944 \text{ m}$.

Die Einwirkung auf den Knoten 18 in Feldmitte wird, wie folgt angesetzt:

$$F(t) = 164 \sin(2\pi \cdot 2,25 t) \text{ [N]}$$

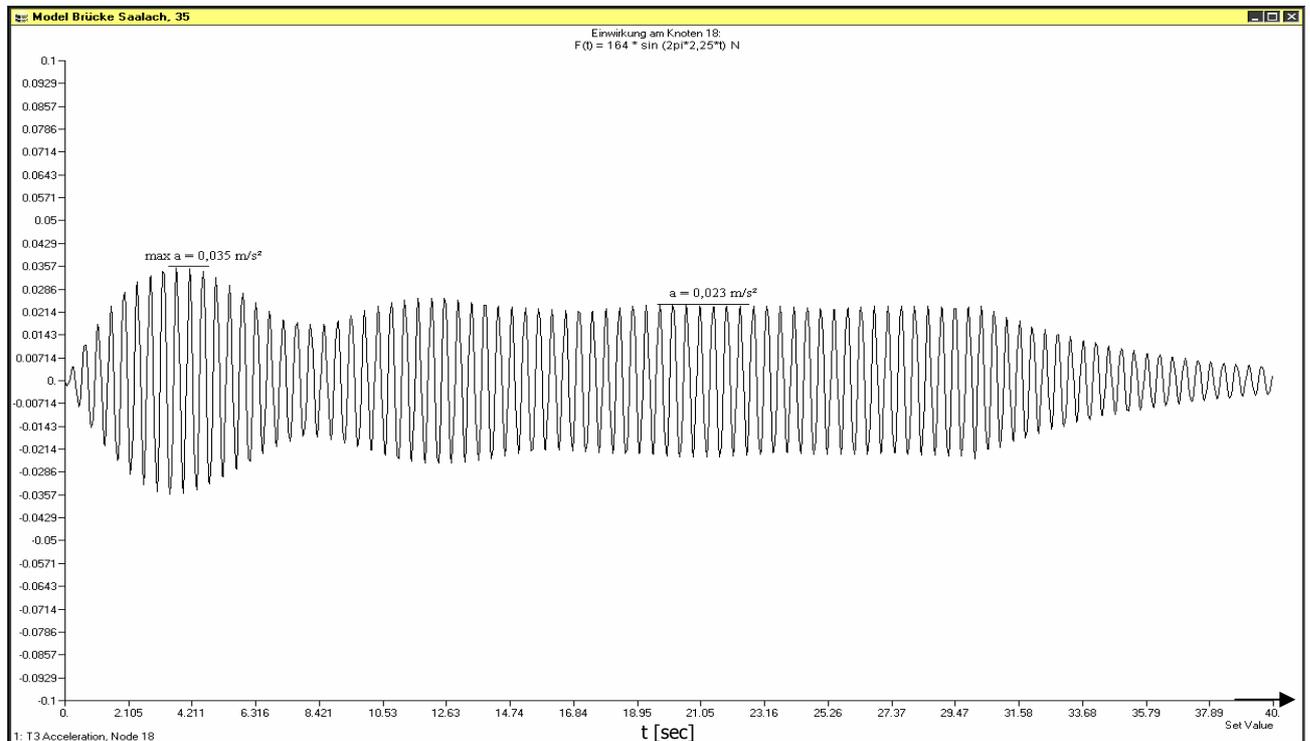


Bild 7.17 Zeitschrieb für harmonische Anregung, berechnet mit NASTRAN (vgl. Bild 7.9)

Bild 7.17 zeigt als Ergebnis der FE- Berechnungen den Zeitschrieb für das Modell der Brücke, angeregt durch eine harmonische Last mit 2,25 Hz. Der berechnete Zeitschrieb gleicht dem Messschrieb der Beschleunigung in Bild 7.9, für die Messung bei Anregung mit dem Schwingungserreger mit 2,25 Hz. Damit kann die Simulation als richtig angesehen werden.

Zur weiteren Bearbeitung der berechneten Werte, werden diese mit NASTRAN berechneten Beschleunigungswerte für den mittleren Knoten des Einfeldträgers (Knoten 18) in das Programm „Analyse“ von Holger WAUBKE eingelesen.

Der Zeitschrieb aus diesem Programm ist identisch mit dem Zeitschrieb der Ergebnisdatei des Programms NASTRAN, vgl. Bild 7.17.

Bild 7.18 zeigt die letzten 14 Sekunden des Zeitschriebs, und damit den Ausschwingvorgang.

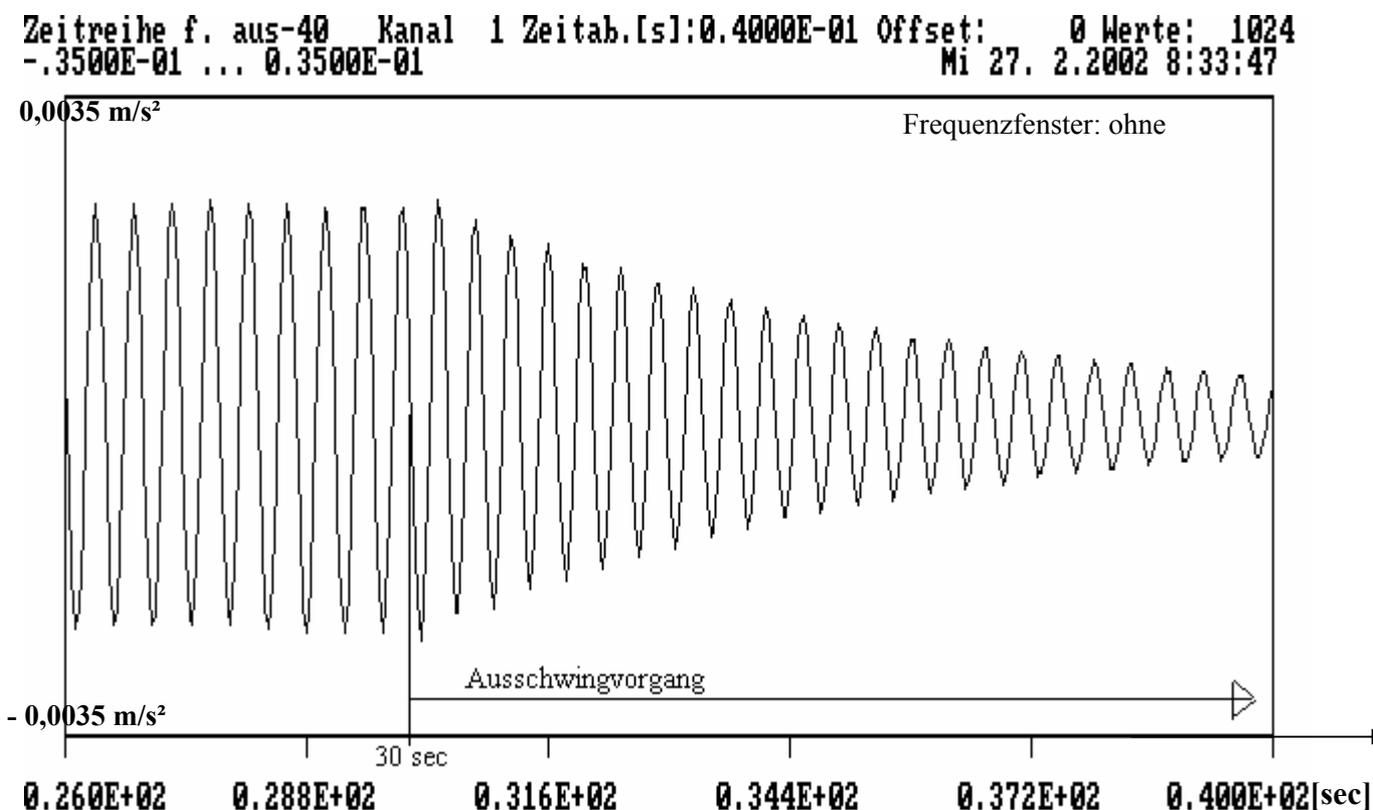


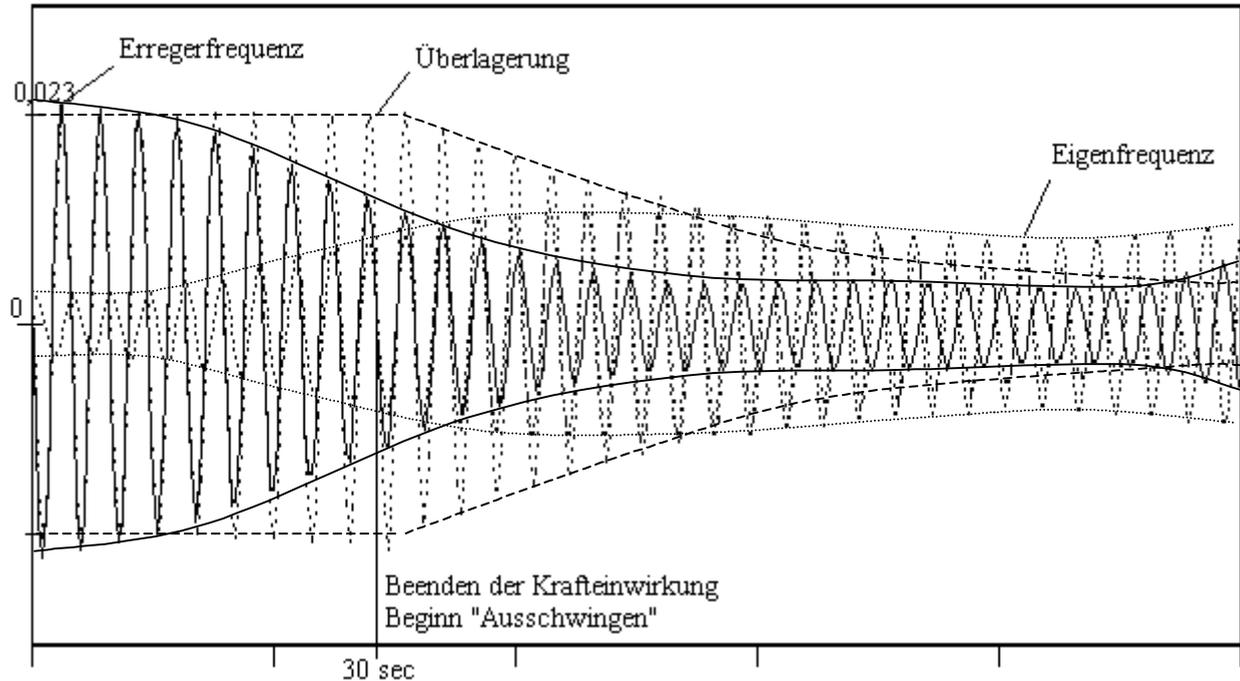
Bild 7.18 Zeitschrieb der Berechnungsergebnisse, Ausschwingvorgang

Sowohl die berechneten Werte als auch die Messdaten werden mit Hilfe der Fourierzerlegung untersucht. Dabei werden die Schwingungen in die Anteile der Erreger- (2,25 Hz) und Eigenfrequenz (2,37 Hz) zerlegt. In Bild 7.19 sind die einzelnen Anteile und die Überlagerung der beiden Anteile – getrennt für die berechneten als auch für die gemessenen Werte – dargestellt. Die Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Werten ist gut.

Für die Fourierzerlegung werden folgende Frequenzfenster verwendet:

NASTRAN- Werte:	aus-40i: [2,1; 2,3 Hz],	aus-40ii: [2,3; 2,5 Hz],	aus-40-5: [1,0; 5,0 Hz]
Messwerte:	s2-225i: [2,19; 2,31 Hz],	s2-225ii: [2,3; 2,5 Hz],	s2-225-5: [1,0; 5,0 Hz]

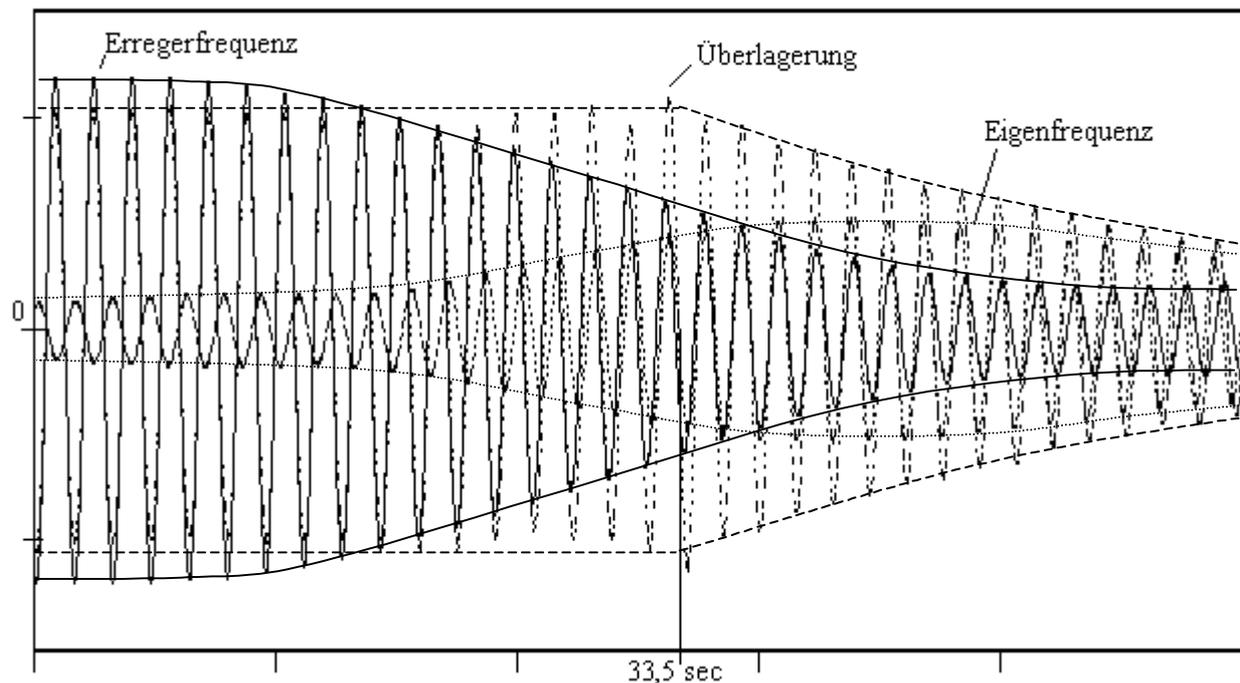
Erregerfrequenz,	Eigenfrequenz,	Überlagerung
aus-40i: [2,1; 2,3 Hz],	aus-40ii: [2,3; 2,5 Hz],	aus-40-5: [1,0; 5,0 Hz]
—aus-40i.ZWB.K 1aus-40ii.ZWB.K 1aus-40-5.ZWB.K 1
-.3500E-01 ... 0.3500E-01 lin.		



0.260E+02 0.288E+02 0.316E+02 0.344E+02 0.372E+02 0.400E+02

s2-225i: [2,19; 2,31 Hz], s2-225ii: [2,3; 2,5 Hz], s2-225-5: [1,0; 5,0 Hz]

—s2-225i.ZWB.K 0 s2-225ii.ZWB.K 0 s2-225-5.ZWB.K 0
 -.3500E-01 ... 0.3500E-01 lin.



0.260E+02 0.288E+02 0.316E+02 0.344E+02 0.372E+02 0.400E+02

Bild 7.19 Aufspaltung des Ausschwingvorgangs für berechnete (oben) und gemessene (unten) Werte

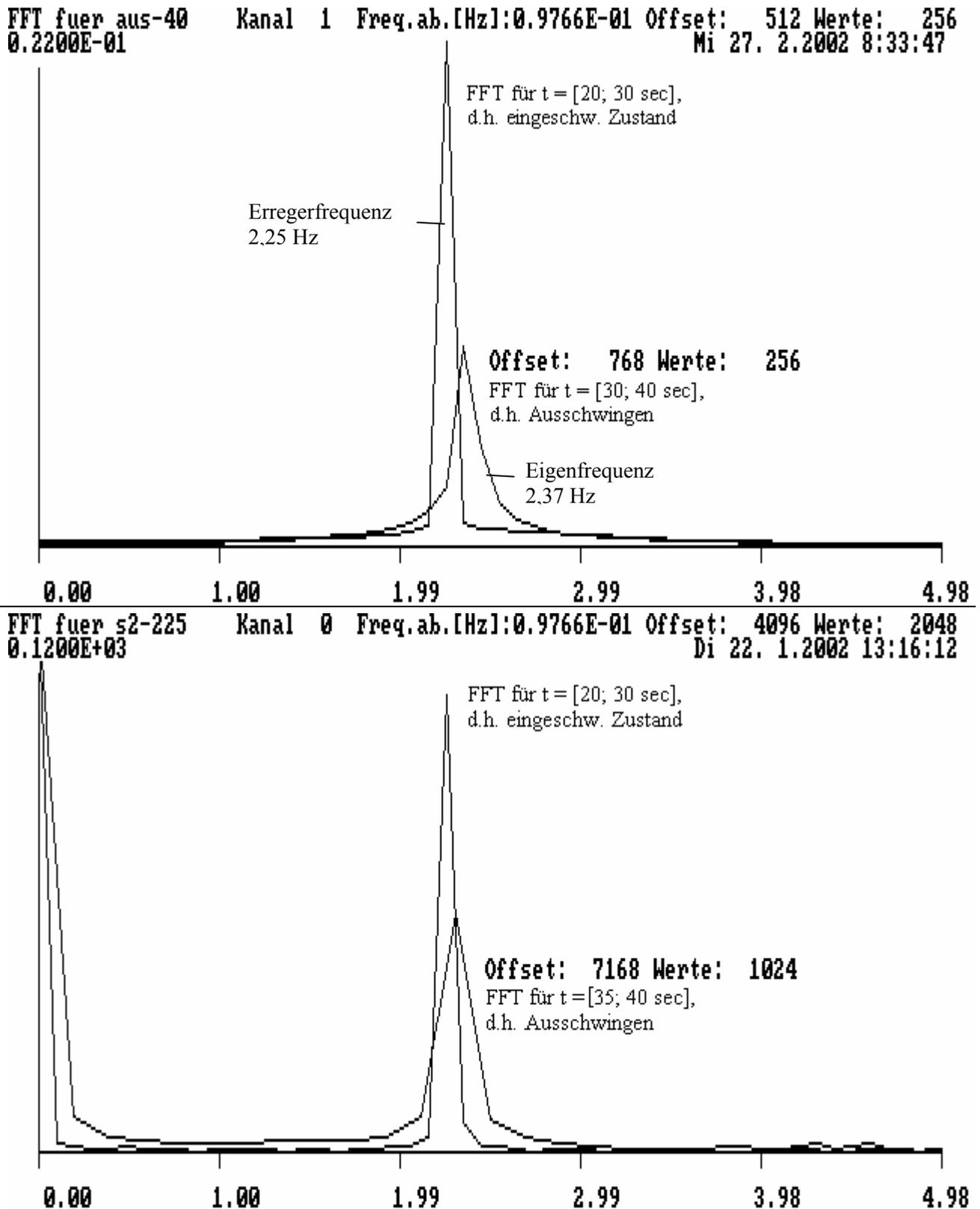


Bild 7.20 Frequenzspektrum für berechnete (oben) und gemessene Werte (unten)

Bild 7.19 zeigt, dass nach der rechnerischen Auswertung für die Zeit nach dem Abschalten des Schwingungserregers die Schwingung in der Erregerfrequenz allmählich ab-, die Schwingung in der Eigenfrequenz allmählich aufgebaut wird. Die Theorie, z. B. über die Differentialgleichung (3.10) ergibt dagegen

ein abruptes Ändern der Frequenzen. Um die Grenzen der Mess- und Auswertetechnik näher zu untersuchen, werden die Werte des eingeschwungenen Zustands und des Ausschwingvorgangs im Frequenzbereich dargestellt, vgl. Bild 7.20. Daran kann man sehen, dass – wie erwartet – der eingeschwungene Zustand in der Erregerfrequenz, der Ausschwingvorgang in der Eigenfrequenz schwingt. Das deutet darauf hin, dass bei der Darstellung im Zeitbereich, Bild 7.19, keine Unstetigkeiten dargestellt werden können, was das abrupte Aufhören der Schwingung in der Erreger- bzw. das abrupte Beginnen der Schwingung in der Eigenfrequenz sein würden.

Wird die Frequenz beim Ausschwingen über das Abzählen der Schwingungen im Zeitschrieb bestimmt, so ergeben sich folgende Werte:

für die NASTRAN- Berechnung nach den Bildern 7.17, 7.18 und 7.19 oben: $23,75 / 10 \text{ sec} = 2,38 \text{ Hz}$;

für die Messung nach den Bildern 7.9 und 7.19 unten: $15,5 / 6,5 \text{ sec} = 2,38 \text{ Hz}$.

Das Abzählen der Schwingungen sowohl der berechneten, als auch der gemessenen Zeitschriebe bestätigt, dass das Ausschwingen nach Beenden der harmonischen Anregung in der Eigenfrequenz stattfindet. Um zu zeigen, dass die Darstellung in Bild 7.19 auf ein „Auswerte- Problem“ des Programms „Analyse“ zurückzuführen ist, wird im folgenden Kapitel anstelle der harmonischen Anregung des Biegebalkens mit einer Impulsanregung beim Einmassenschwinger gerechnet, da die Ergebnisse für dieses Modell noch einfacher nachzurechnen sind.

7.1.4.2 Impulsanregung

Ein Einmassenschwinger mit den bereits bekannten Ersatzgrößen der Brücke über die Saalach, $K^* = 13,3 \cdot 10^6 \text{ N/m}$, $M^* = 60\,000 \text{ kg}$, $f_e = 2,37 \text{ Hz}$ wird anstatt durch eine harmonische Anregung, durch einen Impuls beansprucht. Der Verlauf und Betrag des Impulses wird so gewählt, dass die resultierende Amplitude in etwa der stationären Schwingung aus Bild 7.17 entspricht (vgl. Bild 7.21):

$$J_{\text{soll}} = M \cdot \dot{w} = M \cdot \ddot{w} / \Omega = 97,7 \text{ kg} \cdot \text{m/s} \approx J_{\text{gewählt}} = F \cdot \Delta t = 930 \cdot 0,1 = 93,0 \text{ kg} \cdot \text{m/s}$$

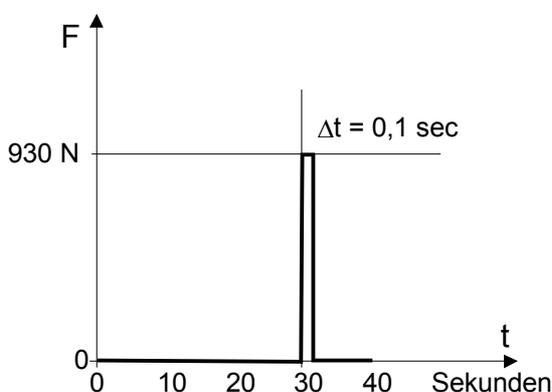


Bild 7.21 Impuls, $J = 93 \text{ kgm/s}$

Mit Hilfe des Programms NASTRAN wird der Zeitverlauf des Einmassenschwingers unter der Einwirkung des Impulses einmal ohne Dämpfung ($\zeta = 0$) und einmal mit einer Dämpfung von $\zeta = 1,2\%$ berechnet. Dabei wird ein Zeitschritt von 0,02 Sekunden gewählt. Bei 2048 Schritten resultiert eine Zeit von 40,96 Sekunden. Nach dem Einlesen der Ergebnisdatei in das Analyse- Programm, ergibt sich der Zeitschrieb nach Bild 7.22 für den gedämpften Einmassenschwinger. Der Zeitschrieb für den ungedämpften Fall ist trivial (konstant bleibende Schwingungsamplituden) und deshalb hier nicht dargestellt.

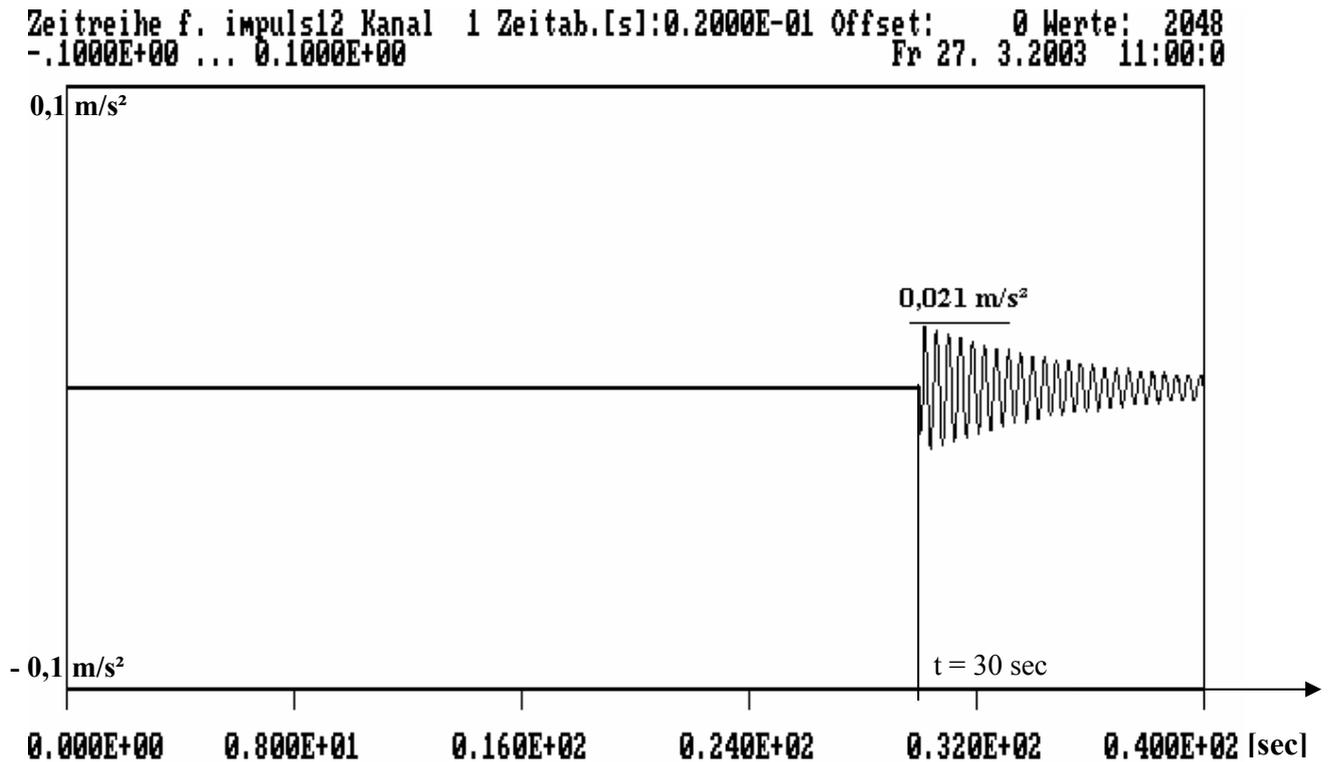
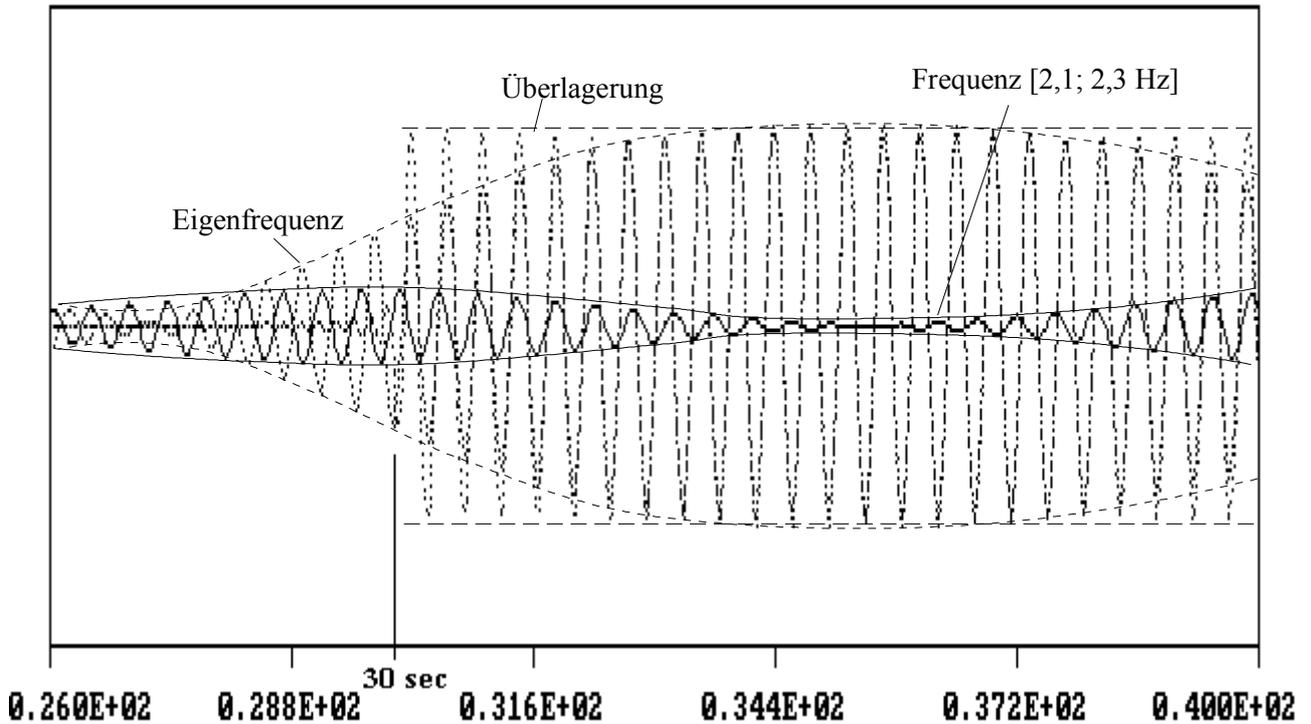


Bild 7.22 Zeitschrieb der Berechnungsergebnisse für den Einmassenschwinger mit einer Dämpfung von $\zeta = 0,12\%$, dargestellt mit dem Programm „Analyse“

Bild 7.23 zeigt die Aufspaltung der Ausschwingvorgänge für die beiden Fälle $\zeta = 0$ und $\zeta = 1,2\%$ analog Bild 7.19. Der Sprung in der Amplitude beim Einwirken des Impulses bedeutet eine Unstetigkeit, welche vom Auswerte- Programm nicht dargestellt werden kann. Diese Unstetigkeit wird durch eine Überlagerung von Schwingungen in unterschiedlichen Frequenzen erzeugt. Dies zeigt die Darstellungsgrenzen des Programms „Analyse“. Ein Nachvollziehen dessen, welche Schwingung wann vorhanden ist und wann nicht bzw. ab welchem Zeitpunkt des Ausschwingvorgangs die Erregerfrequenz von der Eigenfrequenz abgelöst wird, ist folglich bei Vorhandensein von Unstetigkeiten mit diesem Programm – und wahrscheinlich mit allen anderen Programmen auf Basis der Fourier- Transformation – nicht möglich.

Frequenz [2,1; 2,3 Hz],	Eigenfrequenz,	Überlagerung
impuls0i: [2,1; 2,3 Hz],	impuls0ii: [2,3; 2,5 Hz],	impuls0-5: [1,0; 5,0 Hz]
—impuls0i.ZWB.K 1impuls0ii.ZWB.K 1impuls0-5.ZWB.K 1
-.3500E-01 ... 0.3500E-01 lin.		



impul12i: [2,1; 2,3 Hz],	impul12ii: [2,3; 2,5 Hz],	impul12-5: [1,0; 5,0 Hz]
—impul12i.ZWB.K 1impul12ii.ZWB.K 1impul12-5.ZWB.K 1
-.3500E-01 ... 0.3500E-01 lin.		

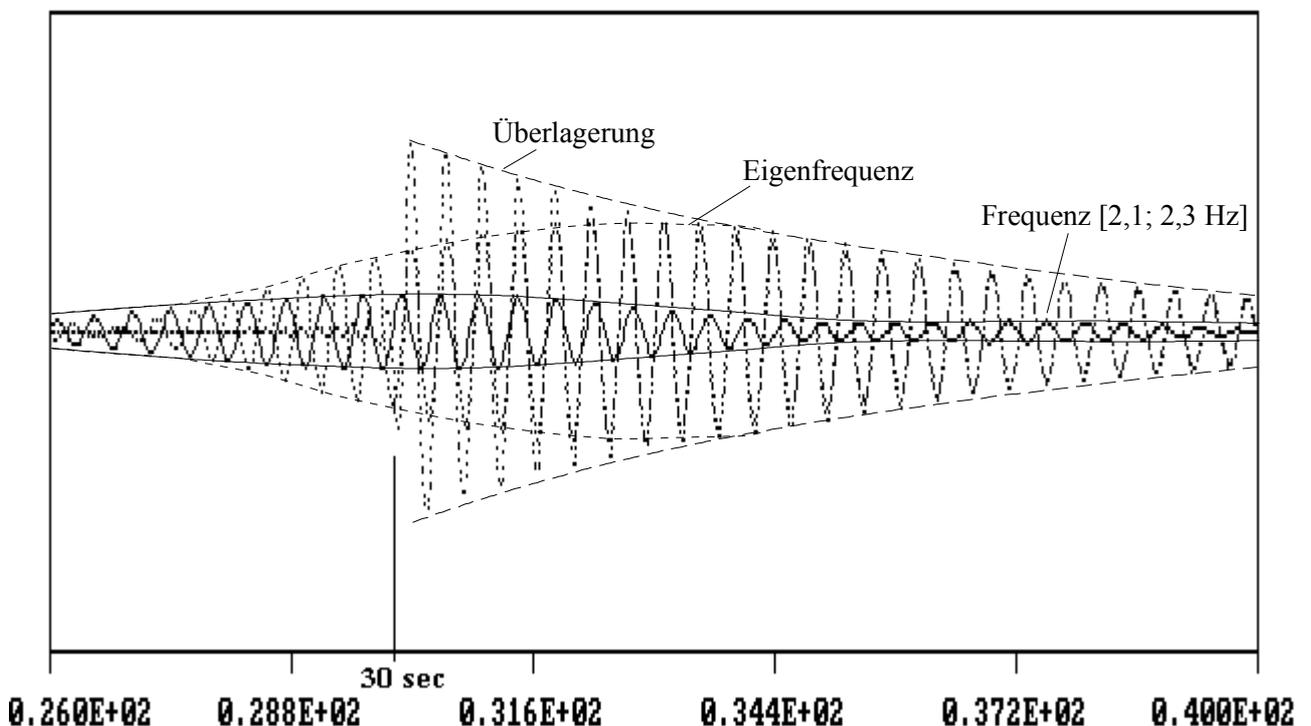


Bild 7.23 Aufspaltung des Ausschwingvorgangs für $\zeta = 0$ (oben) und $\zeta = 0,12\%$ (unten)

Weitere Auswerte- und Darstellungsschwierigkeiten ergeben sich bei abklingenden Schwingungen, d. h. bei Vorhandensein einer Dämpfung. Dies wird am Beispiel des o. g. Einmassenschwingers gezeigt, wobei der Impuls jetzt zur Zeit $t = 0$, mit folgendem Verlauf (Bild 7.24) aufgebracht wird:

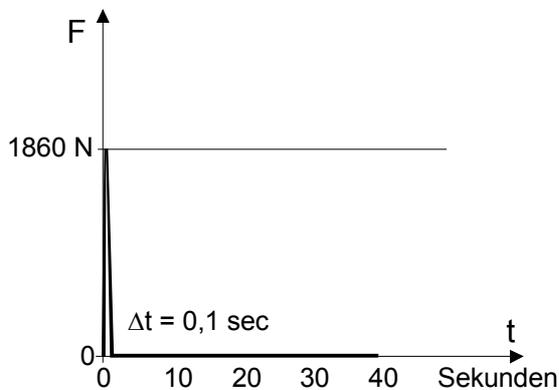


Bild 7.24 Impuls mit dreieckförmigem Kraftverlauf, $J = 93 \text{ kgm/s}$

Wieder wird der Zeitverlauf des Einmassenschwingers mit dem Programm NASTRAN berechnet und im Programm „Analyse“ dargestellt. Bild 7.25 zeigt den Zeitschrieb für den gedämpften Fall. Im ungedämpften Fall sind die Amplituden über die 40 Sekunden konstant.

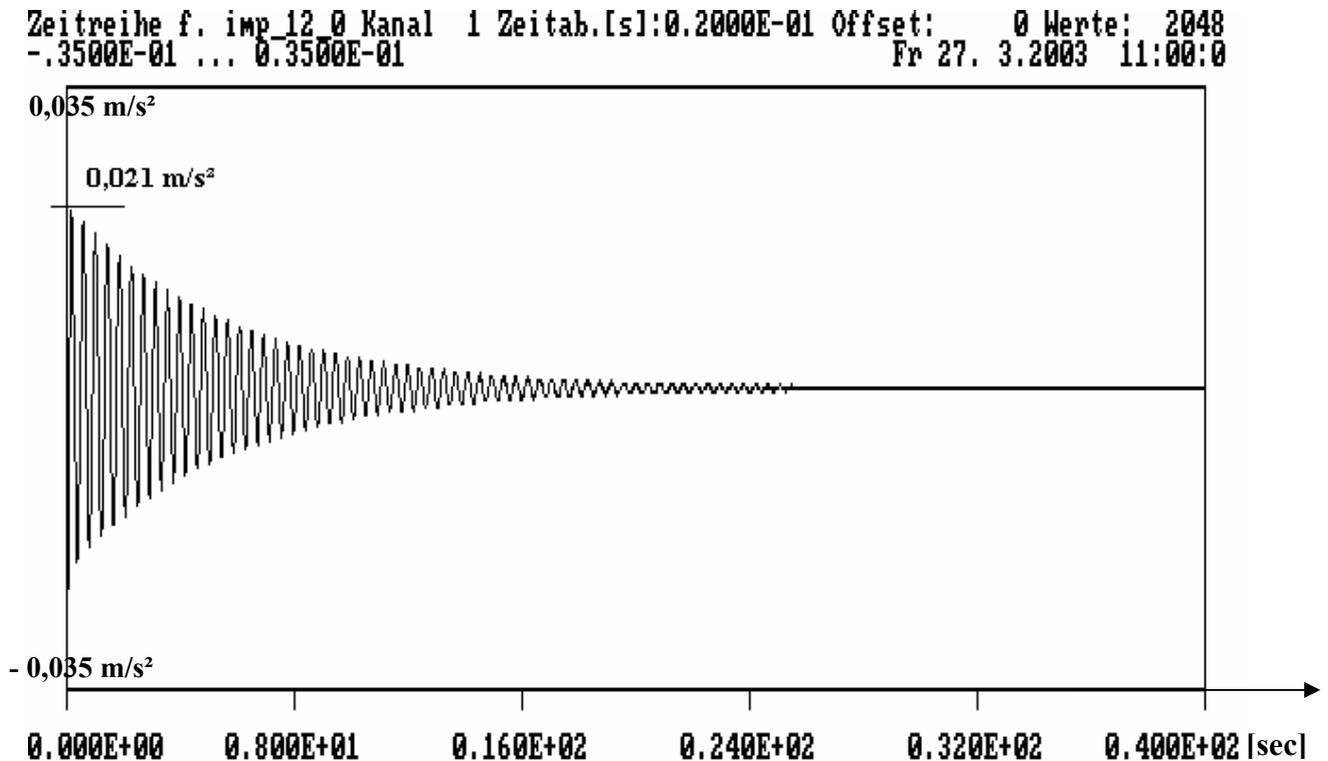
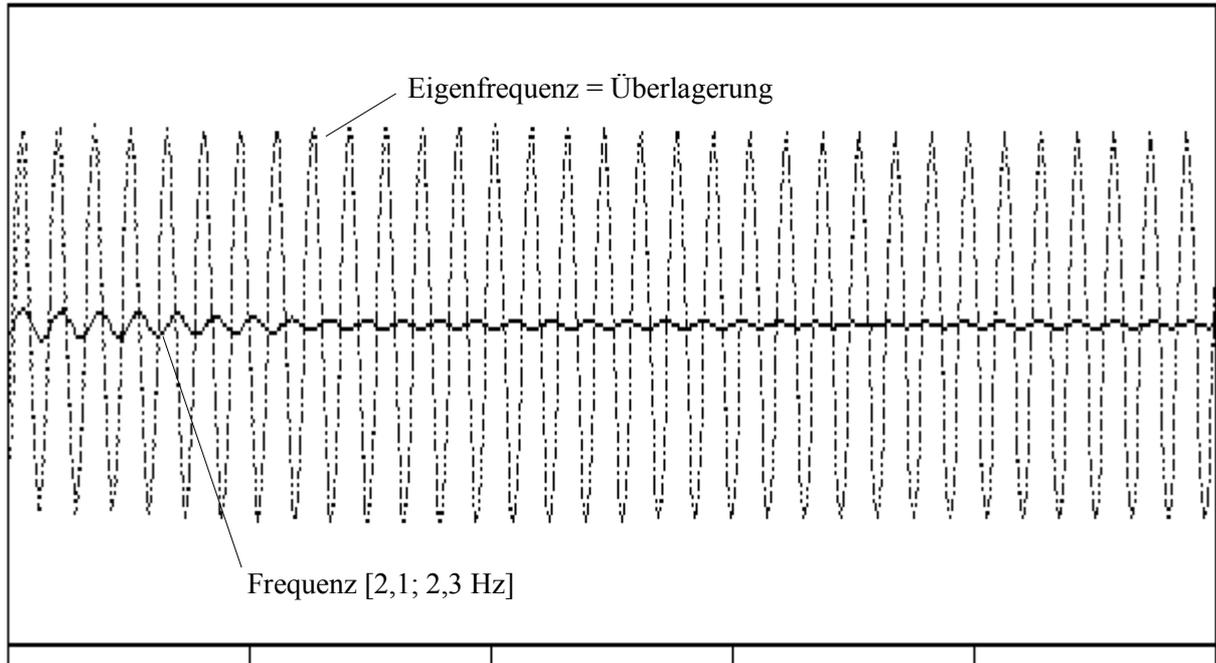


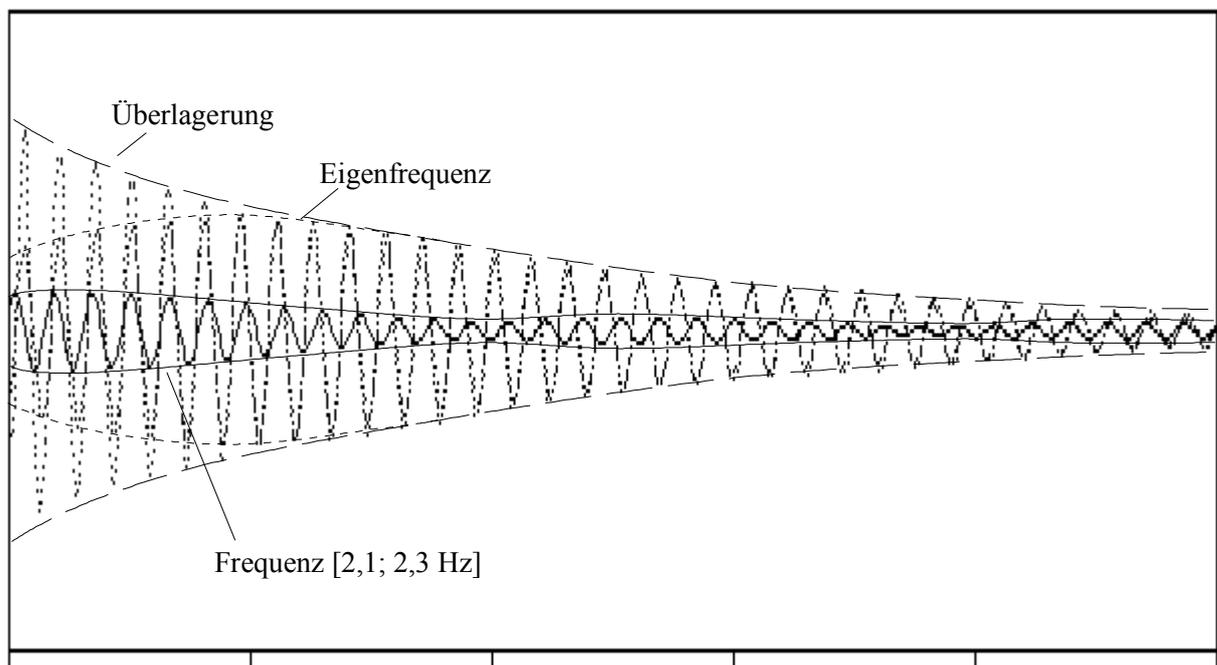
Bild 7.25 Zeitschrieb für den gedämpften Einmassenschwinger nach Impulsanregung zur Zeit $t = 0$

Frequenz [2,1; 2,3 Hz],	Eigenfrequenz,	Überlagerung
imp_0i: [2,1; 2,3 Hz],	imp_0ii: [2,3; 2,5 Hz],	imp_0-5: [1,0; 5,0 Hz]
—imp_0i .ZWB.K 1imp_0ii .ZWB.K 1imp_0-5 .ZWB.K 1
-.3500E-01 ... 0.3500E-01 lin.		



0.000E+00 0.280E+01 0.560E+01 0.840E+01 0.112E+02 0.140E+02

impu12i: [2,1; 2,3 Hz],	impu12ii: [2,3; 2,5 Hz],	impu12-5: [1,0; 5,0 Hz]
—imp_12i .ZWB.K 1imp_12ii.ZWB.K 1imp_12-5.ZWB.K 1
-.3500E-01 ... 0.3500E-01 lin.		



0.000E+00 0.280E+01 0.560E+01 0.840E+01 0.112E+02 0.140E+02

Bild 7.26 Aufspaltung des Ausschwingvorgangs für $\zeta = 0$ (oben) und $\zeta = 0,12\%$ (unten)

Bild 7.26 lässt erkennen, dass im ungedämpften Fall keine weiteren Frequenzen außer der Eigenfrequenz an der Schwingung beteiligt sind. (Der kleine Anteil der Frequenz [2,1; 2,3 Hz] ist auf die Randbedingungen zurückzuführen, vgl. Bild 7.27). Die Aufspaltung der Schwingungen des gedämpften Einmassenschwingers (Bild 7.26 unten) lässt erkennen, wie sich die Darstellung einer abklingenden Schwingung im Programm „Analyse“ zusammensetzt. Es sind sowohl Anteile in der Eigenfrequenz, aber auch weitere Frequenz- Anteile, z. B. von 2,1 bis 2,3 Hz beteiligt. Wie schon erwähnt, sind die Schwingungen in diesen Frequenzen nicht tatsächlich vorhanden, sondern nur rechnerisch, bedingt durch die Darstellung als Fourierreihe.

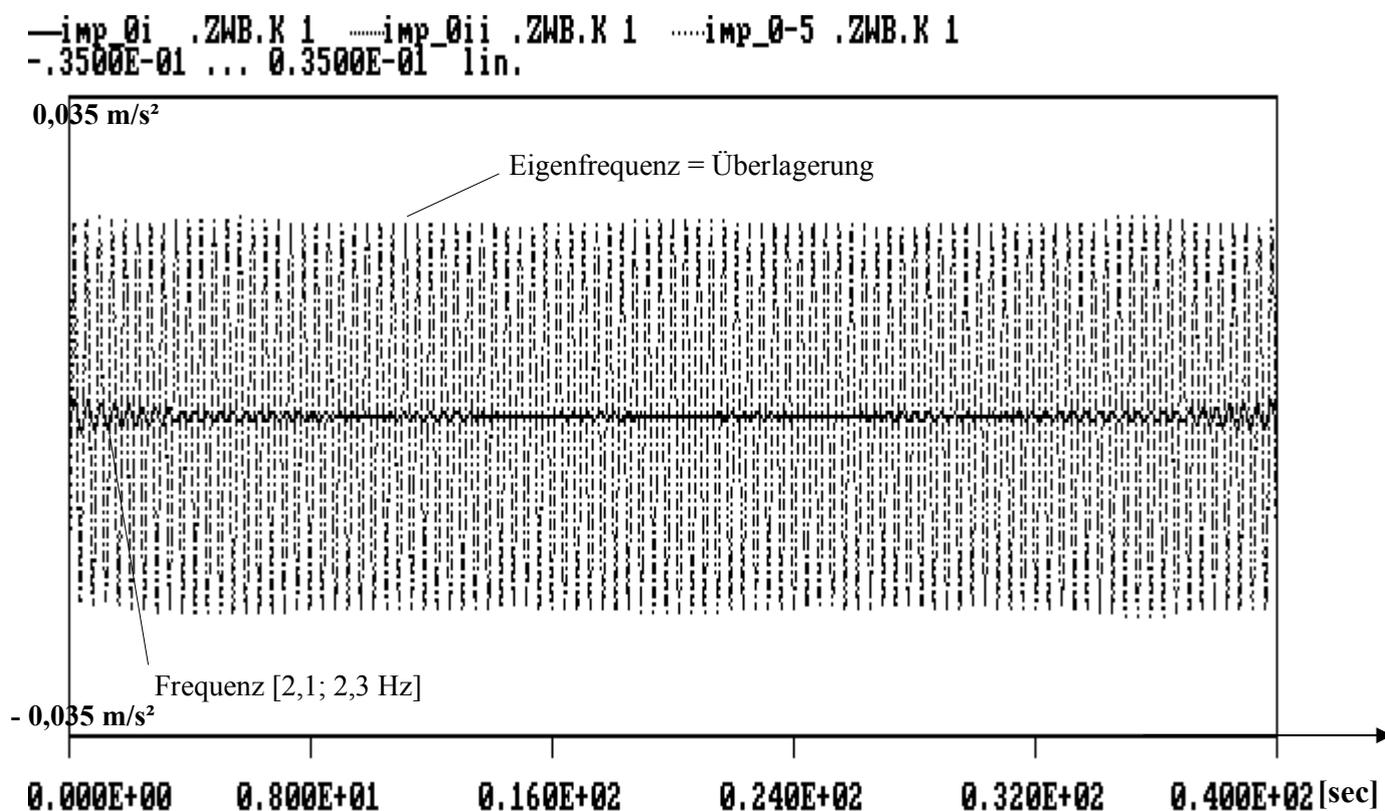


Bild 7.27 Aufspaltung für den ungedämpften Einmassenschwinger nach Impulsanregung zur Zeit $t = 0$

Zusammenfassend wird gesagt, dass der Ausschwingvorgang nach der Theorie nur in der Eigenfrequenz stattfindet, in der Darstellung mit den Auswerteprogrammen aber auch andere Frequenzen zu sehen sind. Dies ist vor allem bei Randbedingungen und bei abklingenden (gedämpften) Messreihen der Fall. Ursache dafür ist der Auswertalgorithmus der Programme.

7.1.5 Dämpfung

Wie in Kapitel 5 beschrieben, kann die Dämpfung auf zwei Arten berechnet werden: aus dem Zeitschrieb, also mit Hilfe der Ausklingkurve und mit Hilfe der Resonanzkurve.

Als Beispiel für die Dämpfungsermittlung aus dem Zeitschrieb dient ein „Überlaufversuch“ über die Brücke über die Saalach. Drei Personen haben die Brücke im Takt der ersten Eigenfrequenz passiert. Wartet man den Zeitpunkt ab, ab dem die Personen nicht mehr auf der Brücke sind, kann man den Ausschwingvorgang der Brücke beobachten. Bild 7.28 zeigt den Zeitschrieb für die Zeit nach dem Überqueren, d. h. zwischen 32 und 40 Sekunden.

Nach Gleichung (5.9) wird das Lehr'sche Dämpfungsmaß, wie folgt, bestimmt:

$$\Lambda = \frac{1}{n} \cdot \ln \frac{w_0}{w_n} = \frac{1}{18} \cdot \ln \frac{w_0}{w_{18}} = 0,0806; \quad \zeta = \frac{\Lambda}{2\pi} = 0,0128 = 1,28\%$$

Zeitreihe f. sl-6 Kanal 0 Zeitab.[s]:0.5000E-02 Offset: 6144 Werte: 2048
-0.4000E+00 ... 0.2000E+00 Di 22. 1.2002 12:59:49

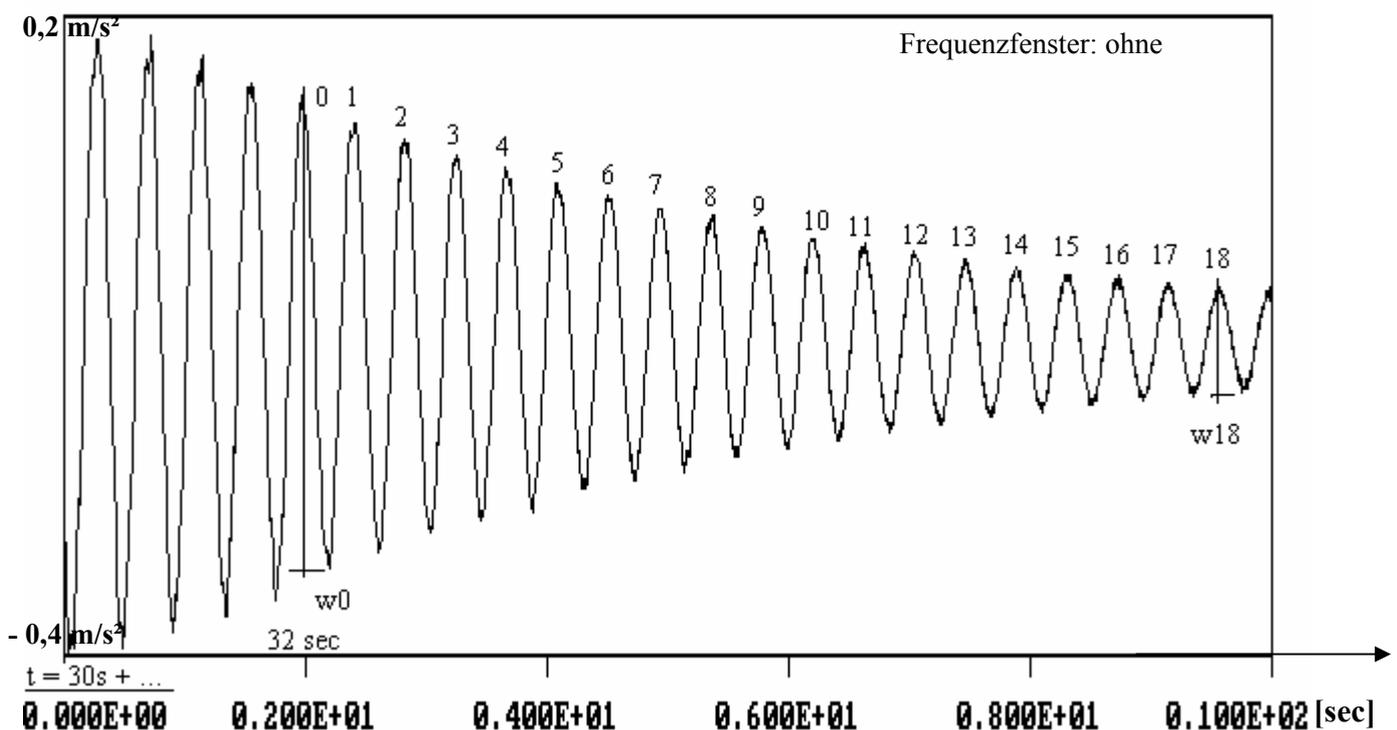


Bild 7.28 Messschrieb nach Überqueren der Brücke über die Saalach durch drei Personen in Resonanz

Als Beispiel für die Bestimmung der Dämpfung aus der Resonanzkurve wird wieder die Brücke über die Saalach gewählt. Die Eigenfrequenz ist durch Vorab- Messungen zu ca. 2,4 Hz ermittelt worden (s. o.). Der Schwingungserreger steht in Brückenmitte und erzeugt Erregerkräfte mit Frequenzen zwischen 2,0 und 2,6 Hz. Die resultierenden Beschleunigungen der Brücke werden gemessen und durch die jeweilige (von der Erregerfrequenz abhängige) Erregerkraft geteilt.

Das Ergebnis ist die so genannte Resonanzkurve mit normierten Beschleunigungen in Abhängigkeit von der Erregerfrequenz (siehe Bild 7.29). Die Dämpfungskonstante kann nun nach Gleichung (5.12) berechnet werden (s.u.). Außerdem ist in Bild 7.29 die berechnete Resonanzkurve dargestellt. Die Übereinstimmung ist sehr gut.

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{2 \cdot f_e} = \frac{2,38 - 2,32}{2 \cdot 2,35} = 0,0127 = 1,27\%$$

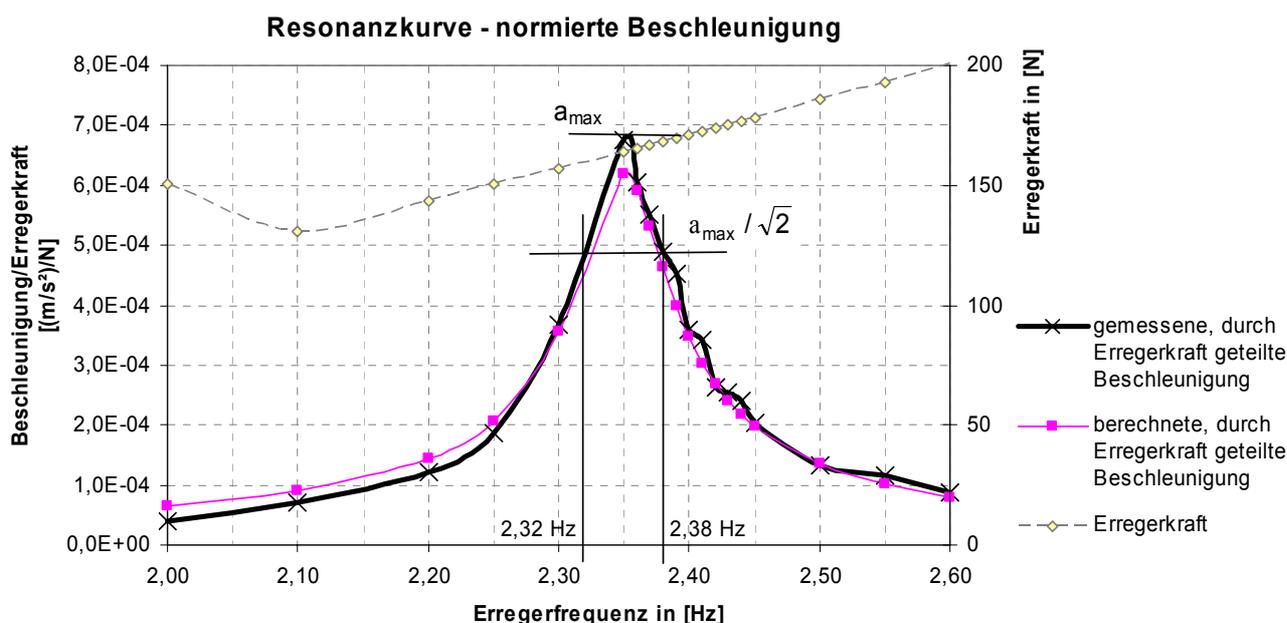


Bild 7.29 Resonanzkurve der Brücke über die Saalach

7.2 Darstellung der Resonanzkurven

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Resonanzkurven an zwei BSH- Trägern und 17 Fußgängerbrücken aus Holz, mit Eigenfrequenzen zwischen 1,8 Hz (Remseck) und 4,2 Hz (Freyung) gemessen. Bei allen Messungen wurden die Messdaten sowohl mit dem Programm „Analyse“ von Holger WAUBKE [waubke 1991] als auch mit dem Programm „Catman“ der Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH aufgezeichnet. Zur automatischen Berechnung der Eigenfrequenz, der maximalen Amplitude und der Dämpfungswerte aus der Ausklingkurve sowie der Resonanzkurve wurde im Rahmen einer Diplomarbeit [tatus 2002] ein Aufbaumodul für das Programm „Catman“ entwickelt. Die Ergebnisse sind in diesem Kapitel dargestellt. Zunächst ist eine Übersicht über alle Träger und Brücken gegeben, vgl. Bild 7.30. Danach wird versucht, die Brücken in fünf Tragsysteme einzuteilen: Biegeträger, Fachwerkträger, Pylon- Brücken mit kurzen und langen Seilen und unterspannte Brücken. Die Zuordnung ist nicht immer ganz eindeutig. So hat z. B. die Brücke in München über den Isarkanal (Anhang A 1.7) zwei Pylone und eine Unterspannung im Mittelfeld. Einige der Brücken (Degerloch, Reichenbach, Wernau, vgl. Anhang, und Oberesslingen (vgl. Bild 7.36) haben zusätzlich Gerbergelenke. Zu jedem Tragsystem wird auf den nächsten Seiten ein typisches Beispiel vorgestellt, die weiteren Brücken sind in der gleichen Darstellung im Anhang zu finden.

Zu jeder Brücke werden folgende Werte angegeben:

- die gemessene Resonanzkurve
- die berechnete Resonanzkurve
- die gemessene Eigenfrequenz aus dem Sprungversuch
- die Resonanzfrequenz der Resonanzkurve
- die gemessene Dämpfung aus dem Ausschwingen nach Anregung durch den Sprung
- die gemessene Dämpfung aus dem Ausschwingen nach harmonischer Anregung in Resonanz
- die gemessene Dämpfung aus der Resonanzkurve

Bei den Resonanzkurven zeigt die Abszisse jeweils einen Ausschnitt von 0,3 Hz, darüber sind die gemessenen und die berechneten Beschleunigungen aufgetragen. Die Dämpfung ist sowohl mit den tatsächlichen Beschleunigungswerten als auch mit den auf die Erregerkraft normierten Werten berechnet worden. Der Unterschied zwischen den auf beide Arten berechneten Dämpfungen ist sehr gering.

Da die Erregerkraft mit dem Quadrat der Erregerfrequenz zunimmt, sind rechnerisch die Beschleunigungswerte bei den Frequenzen f_i durch das Quadrat der Erregerfrequenzen $(f_i)^2$ zu dividieren.

Alternativ kann die Beschleunigung durch das Quadrat des Verhältnisses der Frequenzen $(f_i / f_1)^2$ dividiert werden. Bei der Brücke in Degerloch wird dieses Verhältnis für die in dieser Arbeit untersuchten Brücken maximal. Es beträgt hier $(f_2 / f_1)^2 = (3,45 / 3,19)^2 = 1,17$.

Wie schon erwähnt wird sowohl die Eigenfrequenz aus dem Sprungversuch als auch die Resonanzfrequenz angegeben. Mit Resonanzfrequenz wird die Frequenz bezeichnet, bei der in der Resonanzkurve die maximale Amplitude gemessen wurde. Da die beiden Frequenzen nicht immer identisch sind, sind beide Werte dargestellt. Eine Erklärung dafür ist in Kapitel 7.3 angeführt.

Die Berechnung der Resonanzkurve wird analog zur Gleichung (3.27) durchgeführt:

$$\ddot{w}(\eta) = \frac{F_0}{M^*} \cdot v(\eta) = \frac{F_0}{M^*} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot \eta)^2}} \quad (7.3)$$

Dabei wird für die Berechnung des Frequenzverhältnisses η die Resonanzfrequenz und nicht die Eigenfrequenz, die sich aus dem Sprungversuch ergibt, herangezogen. Für die Dämpfungskonstante ζ wird der Wert eingesetzt, der aus der gemessenen Resonanzkurve berechnet worden ist.

Die mitschwingende oder generalisierte Masse M^* wird entweder anhand von Plänen oder durch eine Bestandsaufnahme ermittelt. Durch den Vergleich der gemessenen und der berechneten Resonanzkurve kann die generalisierte Masse angepasst werden. Um den Verlauf der beiden Kurven besser vergleichen zu können, wird in der Berechnung die korrigierte mitschwingende Masse verwendet.

7.2.1 Übersicht über die gemessenen Träger und Brücken



BSH- Träger 1 Kap. 7.2.2
und Anhang A.1.2



BSH- Träger 2 Kap 7.2.2



Thalhofen Anhang
A.1.3



Weikersheim „Nachtigall“
Anhang A.1.3



Uttenreuth Kap. 7.2.3



Weikersheim „Hl. Wöhr“
Anhang A.1.3



Degerloch Anhang
A.1.3



Bad Cannstatt Kap. 7.2.4



Remseck Neckar Anhang
A.1.4



Remseck Rems Anhang
A.1.4



Saalach Anhang
A.1.4



Freyung Kap. 7.2.5



Dachau Anhang
A.1.5



Reichenbach Anhang
A.1.5



München Isar Anhang
A.1.6



Oberesslingen Kap. 7.2.6



Wernau Anhang
A.1.6



Horb / Ihlingen Kap. 7.27



Moosinning Anhang
A.1.7

Bild 7.30 Übersicht über die Träger und Brücken, an denen eine Resonanzkurve gemessen worden ist

7.2.2 BSH- Träger



Grossmann 1 – $m = 77 \text{ kg/m}$ – Messreihe 2

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	4,10 Hz	4,04 Hz	
Dämpfung ζ	0,60 %	0,61 %	0,55 %

BSH-Träger "Grossmann 1" - gemessene Beschleunigung - Anregung im Mittelpunkt

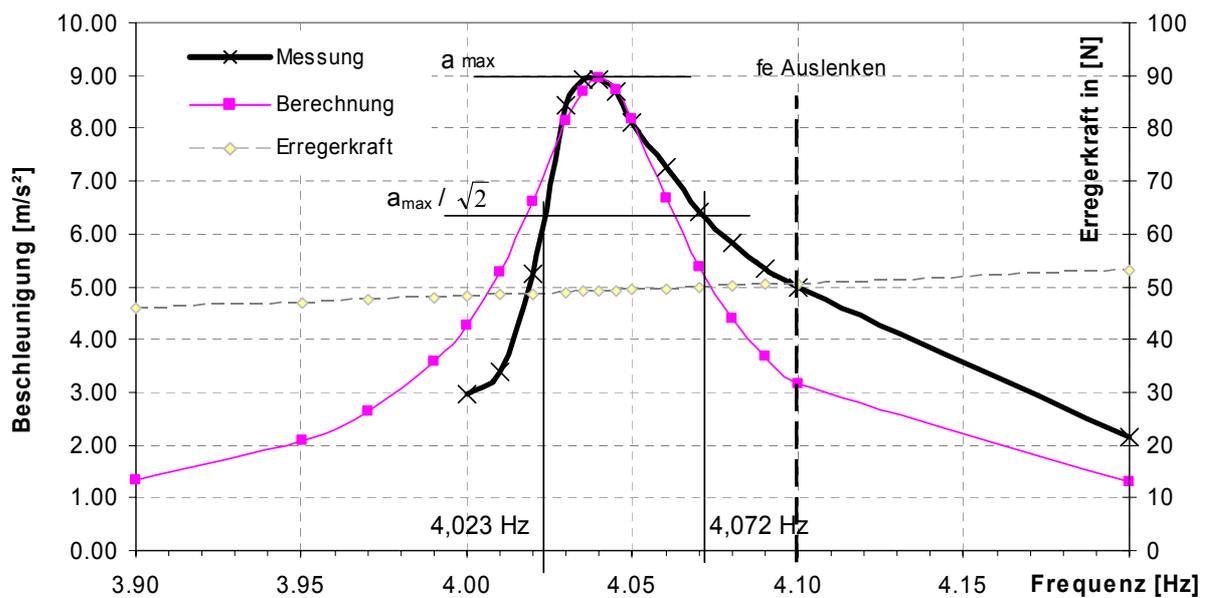


Bild 7.31 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, BSH- Träger 1



Grossmann 2 – m = 67 kg/m – Messreihe 1

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	3,83 Hz	3,805 Hz	
Dämpfung ζ	0,40 / 0,43 %	0,58 %	0,44 %

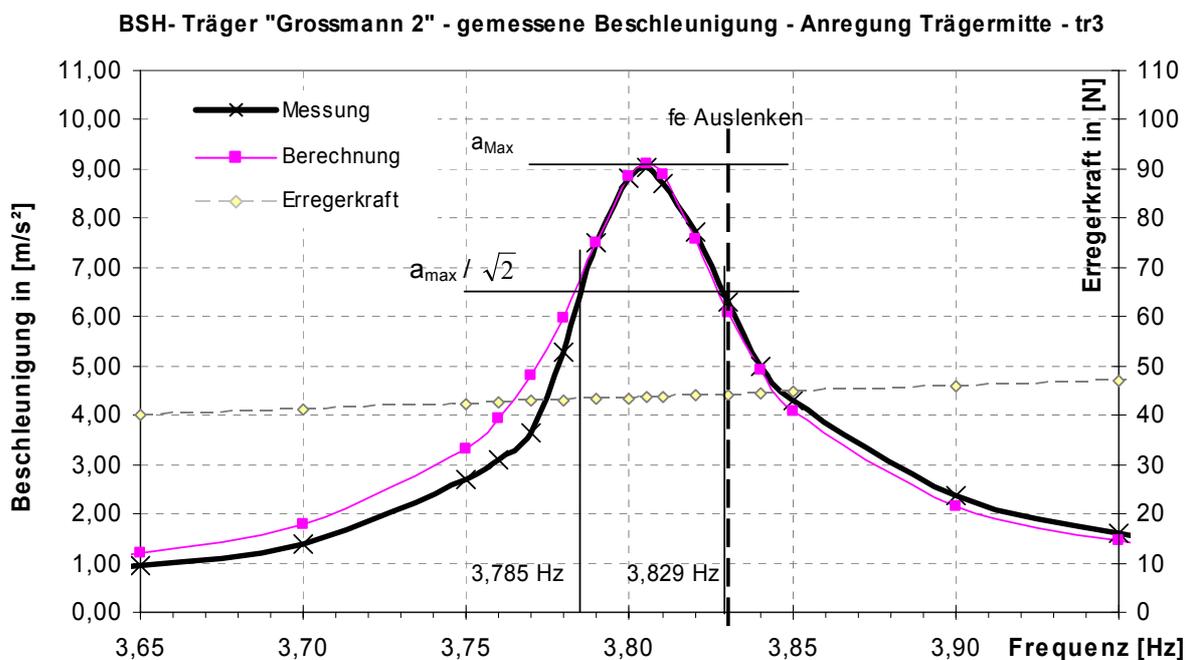


Bild 7.32 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, BSH- Träger 2

7.2.3 Biegeträger- Brücken



Uttenreuth – $m = 1210 \text{ kg/m}$ – Messreihe 2

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,43 / 2,40 Hz	2,40 Hz	
Dämpfung ζ	2,04 / 2,68 %	1,71 %	1,46 / 1,54 %

Uttenreuth - gemessene Beschleunigung - u3 - 10kg

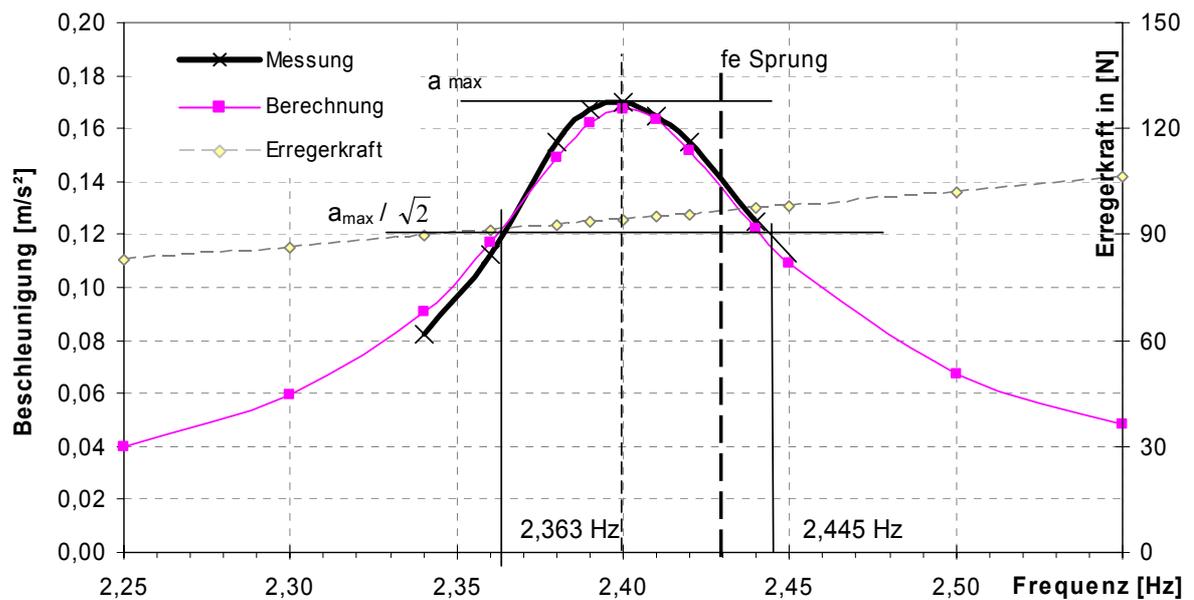


Bild 7.33 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, blockverleimte Einfeldträger- Brücke in Uttenreuth

7.2.4 Fachwerk- Brücken

Bad Cannstatt – $m = 1127 \text{ kg/m}$

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	3,394 Hz	3,36 Hz	
Dämpfung ζ	0,70 / 0,83 %	0,83 %	0,72 / 0,75 %

Brücke Bad Cannstatt - gemessene Beschleunigung - ca2

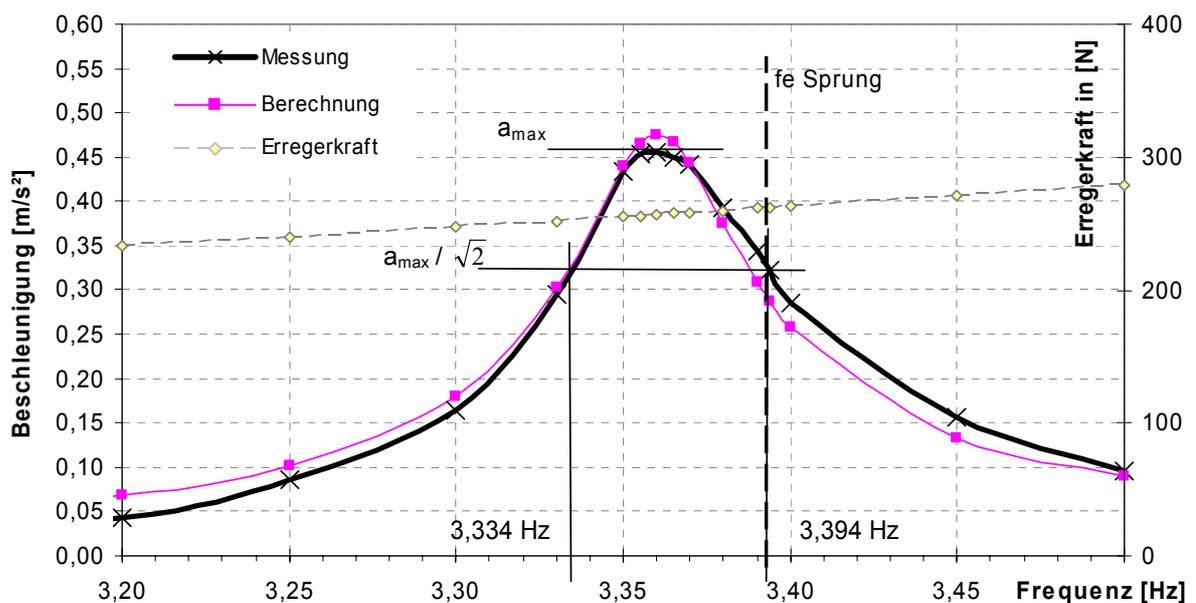


Bild 7.34 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Fachwerk- Brücke in Bad Cannstatt

7.2.5 Pylon- Brücken mit kurzen Seilen



Freyung – $m = 1200 \text{ kg/m}$ – Messreihe mit 5 kg

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	4,20 Hz	4,155 Hz	
Dämpfung ζ	1,60 %	0,98 %	0,99 %

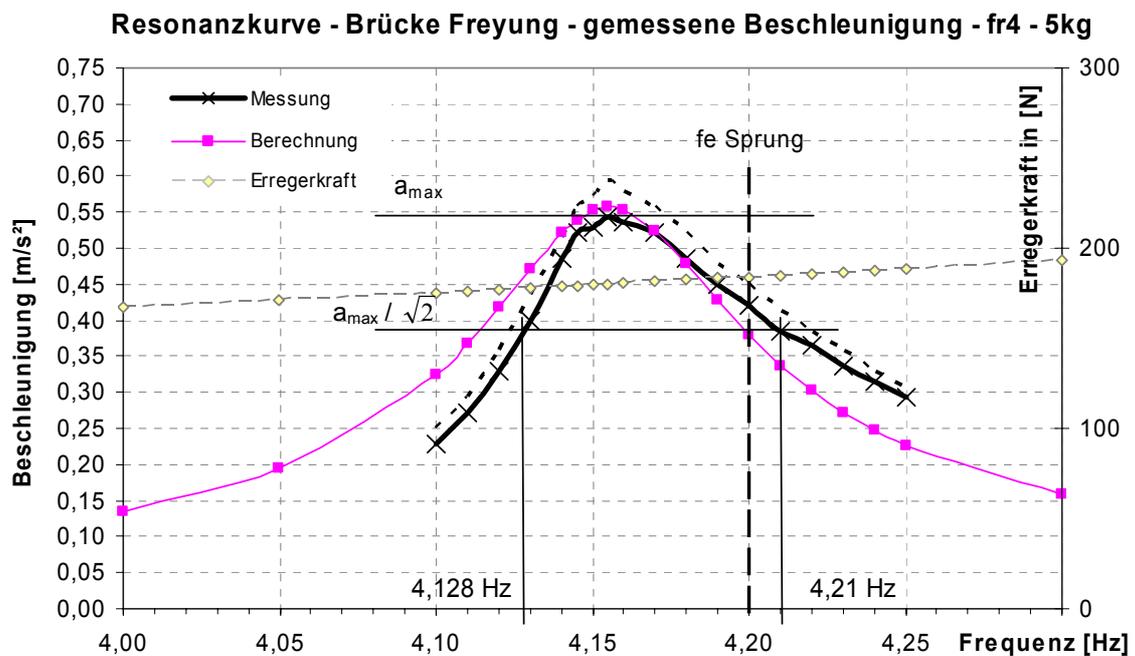


Bild 7.35 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Pylon- Brücke mit kurzen Seilen bei Freyung

7.2.6 Pylon- Brücken mit langen Seilen

Oberesslingen – $m = 549 \text{ kg/m}$ – Messreihe 2

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,76 Hz	2,7375 Hz	
Dämpfung ζ	0,35 %	0,51 %	0,42 / 0,45 %

Brücke Oberesslingen - gemessene Beschleunigung - es4 - 50 sec

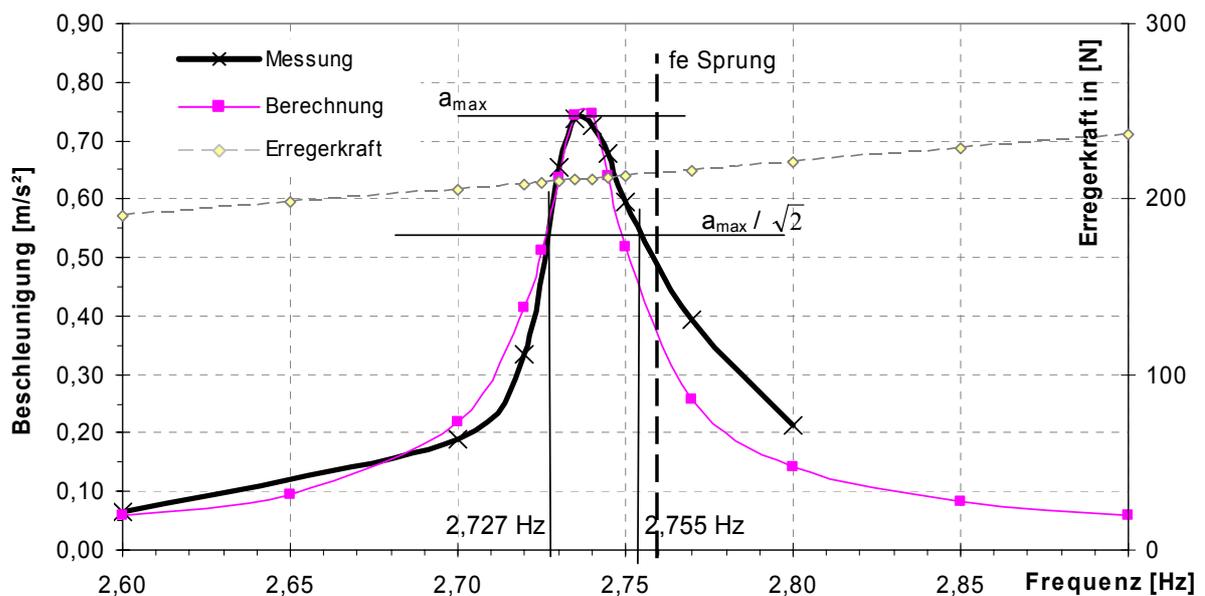


Bild 7.36 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Pylon- Brücke mit langen Seilen bei Oberesslingen

7.2.7 Unterspannte Brücken



Horb/Ihlingen – $m = 935 \text{ kg/m}$ – Messreihe 1

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,61 Hz	2,585 Hz	
Dämpfung ζ	1,03 / 0,93 %	1,06 %	0,97 / 0,95 %

Brücke Horb/Ihlingen - gemessene Beschleunigung - h2 - 20kg

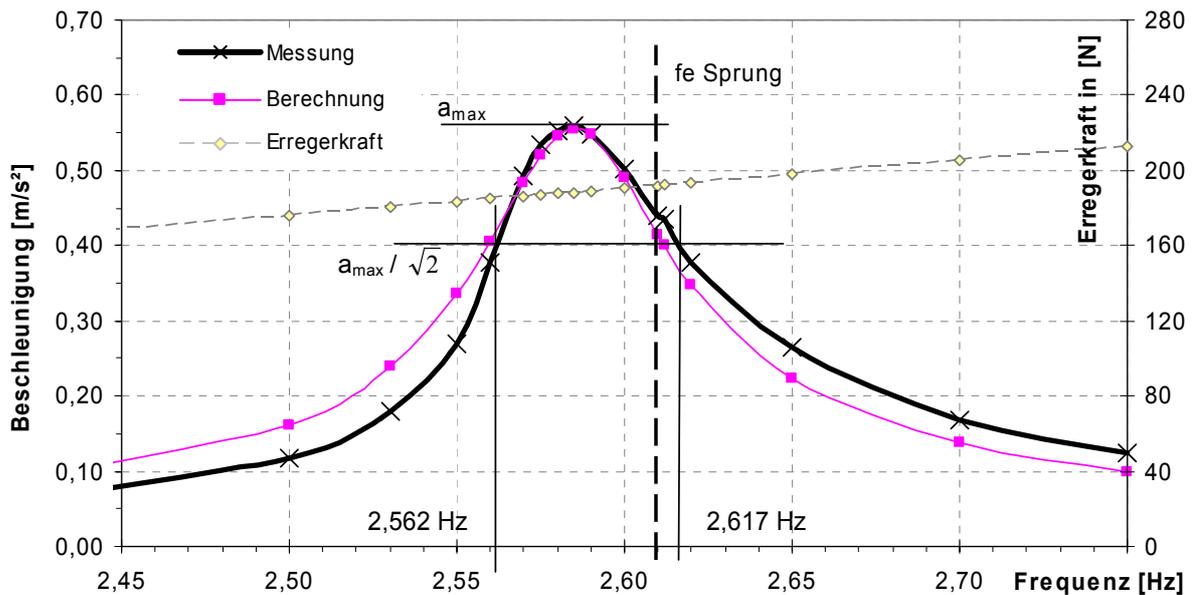


Bild 7.37 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, unterspannte Brücke bei Horb / Ihlingen

7.3 Erklärungen zu den Resonanzkurven

7.3.1 Beobachtungen an den Resonanzkurven

Am Beispiel des BSH- Trägers (Bild 7.31), an welchem bei der Firma Grossmann in Rosenheim Schwingungsmessungen durchgeführt wurden, sollen hier einige Effekte aufgezeigt werden, die bei fast allen gemessenen Resonanzkurven beobachtet werden.

Der Träger hat die Abmessungen $b \times h = 79 \times 20 \text{ cm}^2$ und wurde als Einfeldträger mit der Spannweite von 10,04 m gelagert. Die Eigenfrequenz für die erste Biege- Eigenform wurde nach Auslenken des Trägers von Hand gemessen und beträgt 4,35 Hz ohne die Auflast durch den Schwingungserreger sowie 4,10 Hz mit der Auflast des Schwingungserregers von ca. 100 kg.

Bild 7.38 zeigt das Frequenzspektrum für das freie Ausschwingen des Trägers nach Auslenken von Hand mit der Schwingungserregerauflast. Die in Bild 7.31 dargestellte Resonanzkurve zeigt, dass die maximalen Beschleunigungen bei einer Erregerfrequenz von 4,04 Hz gemessen wurden (=Resonanzfrequenz).

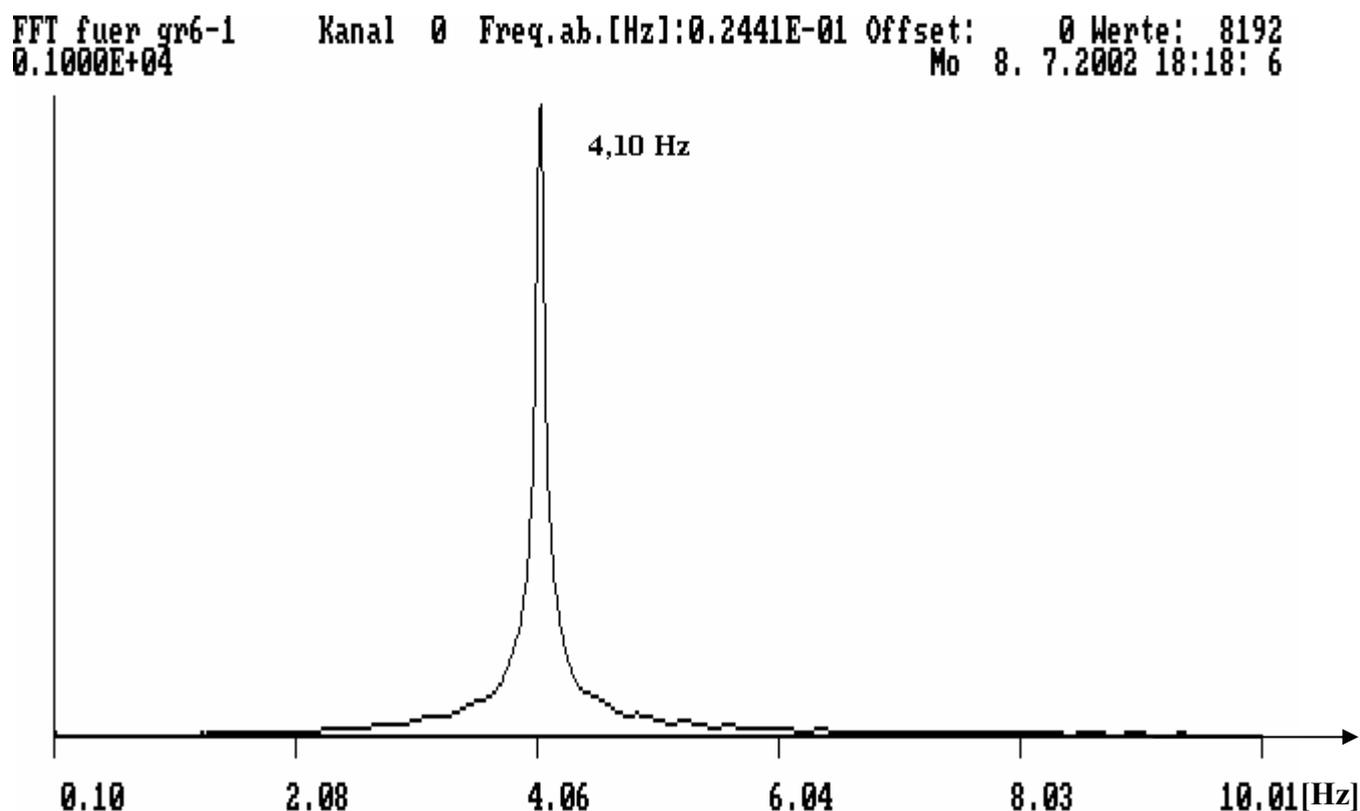


Bild 7.38 Frequenzspektrum für Anregen der Maschine durch Auslenken von Hand, BSH- Träger 1

In Bild 7.31 ist die dick gezeichnete Linie die gemessene Kurve, wobei jedes Kreuzchen einen Messpunkt darstellt. Die dünnere, etwas hellere Kurve ist die berechnete Vergrößerungsfunktion (vgl. Gl. (7.3)). Die Eigenfrequenz des Rechenmodells wurde dabei an den Wert der gemessenen Resonanzkurve (=Resonanzfrequenz) angepasst, so dass sich der Verlauf der Kurven besser vergleichen lässt.

Beim Vergleich fällt Folgendes auf: Die gemessene Resonanzkurve zeigt im Vergleich zur berechneten einen steileren Anstieg vor und einen flacheren Abfall nach der Resonanzfrequenz.

Diese Abweichung im Verlauf der Kurven und auch der Unterschied der gemessenen Eigenfrequenzen nach Auslenken von Hand bzw. nach einem Sprung und beim Anregen mit dem Schwingungserreger kann bei fast allen gemessenen Resonanzkurven der untersuchten Träger bzw. Brücken beobachtet werden, vgl. Bilder 7.32 bis 7.37 und A1.1 bis A1.13. Tabelle 7.1 zeigt eine Zusammenfassung der Verhältnisse der gemessenen Eigenfrequenzen beim Anregen durch einen Sprung (bzw. beim Auslenken von Hand bei den BSH- Trägern) und mit dem Schwingungserreger.

		fe ("Sprung")	fe (Resonanzkurve)	fe (Res) / fe ("Sprung")	a ("Sprung")	a (Res)
BSH- Träger:	Grossmann 1	4.100 Hz	4.040 Hz	0.9854	1.320 m/s ²	9.000 m/s ²
	Grossmann 2	3.830 Hz	3.805 Hz	0.9935	1.250 m/s ²	9.000 m/s ²
	Grossmann 2	3.830 Hz	3.805 Hz	0.9935	1.500 m/s ²	10.000 m/s ²
Biegeträger- Brücken:	Thalhofen	3.910 Hz	3.880 Hz	0.9923	0.160 m/s ²	0.200 m/s ²
	Thalhofen	3.910 Hz	3.880 Hz	0.9923	0.190 m/s ²	0.190 m/s ²
	Weikersheim "Nachtigallsteg"	4.000 Hz	3.960 Hz	0.9900	0.250 m/s ²	1.200 m/s ²
Blockverleimte Biegeträger- Brücken:	Degerloch	3.320 Hz	3.290 Hz	0.9910	0.135 m/s ²	0.250 m/s ²
	Degerloch				0.155 m/s ²	
	Reichenbach	1.970 Hz	1.965 Hz	0.9975	0.050 m/s ²	0.150 m/s ²
	Reichenbach				0.088 m/s ²	
	Uttenreuth	2.430 Hz	2.400 Hz	0.9877	0.135 m/s ²	0.150 m/s ²
	Uttenreuth	2.400 Hz	2.400 Hz	1.0000	0.150 m/s ²	0.150 m/s ²
	Uttenreuth	2.430 Hz	2.400 Hz	0.9877	0.135 m/s ²	0.170 m/s ²
	Uttenreuth	2.400 Hz	2.400 Hz	1.0000	0.150 m/s ²	0.170 m/s ²
	Weikersheim "Heiliges Wöhr"	2.760 Hz	2.765 Hz	1.0018	0.310 m/s ²	0.270 m/s ²
	Weikersheim "Heiliges Wöhr"	2.760 Hz	2.765 Hz	1.0018	0.310 m/s ²	0.250 m/s ²
Fachwerk- Brücken:	Bad Cannstatt	3.394 Hz	3.360 Hz	0.9900	0.075 m/s ²	0.470 m/s ²
	Remseck "Neckar"	1.830 Hz	1.833 Hz	1.0018	0.050 m/s ²	0.120 m/s ²
	Remseck "Neckar"	1.830 Hz	1.840 Hz	1.0055		0.110 m/s ²
	Remseck "Rems"	3.630 Hz	3.550 Hz	0.9780	0.050 m/s ²	0.510 m/s ²
	Saalach	2.420 Hz	2.350 Hz	0.9711	0.030 m/s ²	0.110 m/s ²
Abgespannte Brücken:	Dachau	3.080 Hz	3.030 Hz	0.9838	0.135 m/s ²	0.240 m/s ²
	Freyung	4.200 Hz	4.155 Hz	0.9893	0.190 m/s ²	0.540 m/s ²
	Freyung				0.200 m/s ²	0.820 m/s ²
	Oberesslingen	2.760 Hz	2.738 Hz	0.9918	0.145 m/s ²	0.740 m/s ²
	Wernau	2.730 Hz	2.735 Hz	1.0018	0.088 m/s ²	0.610 m/s ²
Unterspannte Brücken:	Horb/Ihlingen	2.610 Hz	2.585 Hz	0.9904	0.250 m/s ²	0.560 m/s ²
	Horb/Ihlingen	2.610 Hz	2.583 Hz	0.9895		0.460 m/s ²
	Moosinning	2.880 Hz	2.850 Hz	0.9896	0.200 m/s ²	0.400 m/s ²
	Moosinning	2.880 Hz	2.845 Hz	0.9878		0.440 m/s ²
	Moosinning	2.880 Hz	2.845 Hz	0.9878		0.310 m/s ²
	München "Isar"	2.000 Hz	2.000 Hz	1.0000	0.225 m/s ²	0.480 m/s ²
	München "Isar"	2.000 Hz	1.995 Hz	0.9975		0.460 m/s ²

Tab. 7.1 Vergleich der gemessenen Eigenfrequenz beim Sprungversuch mit der Resonanzfrequenz

Bei den fünf Brücken Uttenreuth, Weikersheim „Heiliges Wöhr“, Remseck „Neckar“, Wernau und München „Isar“ wurde eine gleich große oder höhere Eigenfrequenz beim Anregen durch einen Sprung $f_e(\text{Sprung})$ als beim Anregen mit dem Schwingungserreger $f_e(\text{Resonanzkurve})$ gemessen. Bei allen anderen ist $f_e(\text{Sprung})$ größer als $f_e(\text{Resonanzkurve})$.

Die zwei rechten Spalten der Tabelle zeigen die gemessenen maximalen Amplituden, einmal beim Anregen durch einen Sprung ($a(\text{Sprung})$), dann beim Anregen mit dem Schwingungserreger in Resonanz ($a(\text{Res})$). In den meisten Fällen ist $a(\text{Sprung})$ kleiner als $a(\text{Res})$. Bei den Brücken Uttenreuth und Weikersheim „Heiliges Wöhr“ liegen die beiden Beschleunigungen in der gleichen Größenordnung. Bei größeren Amplituden – meist hervorgerufen durch den Schwingungserreger – wird die Brücke weicher und die Eigenfrequenz kleiner. Diese Tendenz deutet auf ein nicht- lineares Verhalten der Brücken hin.

Das Diagramm in Bild 7.39 bestätigt die Aussage. Es zeigt den Zusammenhang des Verhältnisses gemessene Eigenfrequenz nach Anregen durch einen Sprung zu Eigenfrequenz beim Anregen mit dem Schwingungserreger in Resonanz zum Verhältnis der jeweils gemessenen Beschleunigungen.

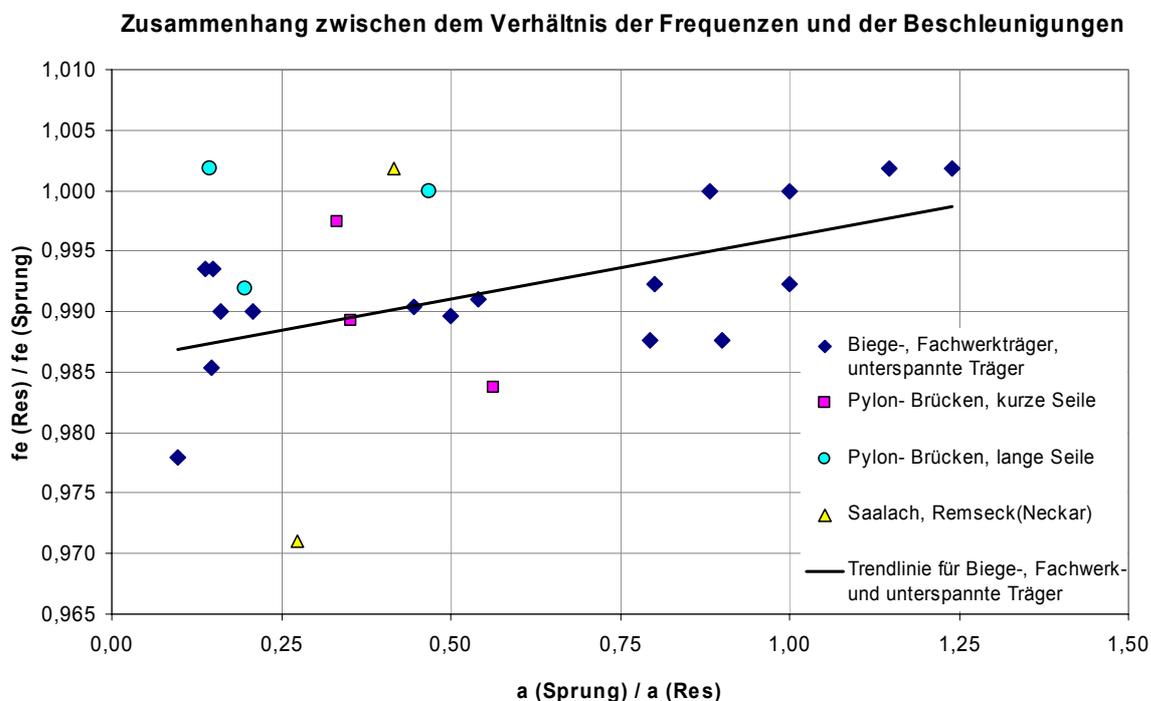


Bild 7.39 Zusammenhang zwischen dem Verhältnis $a(\text{Sprung})$ und $a(\text{Res})$ und den entsprechenden Eigen- bzw. Resonanzfrequenzen

Je größer die Beschleunigungen beim Anregen mit dem Schwingungserreger ($a(\text{Res})$), desto weicher verhält sich die Brücke und umso kleiner ist die Resonanzfrequenz ($f_e(\text{Res})$). Diese Aussage trifft für die Biege- und Fachwerkträger und die unterspannten Träger zu (in Bild 7.39 die dunkel ausgefüllten Rauten). Auch die Pylon- Brücken mit kurzen Seilen (in Bild 7.39 Vierecke) schließen sich dieser Tendenz an. Die Pylon- Brücken mit langen Seilen haben ein kleines Verhältnis von $a(\text{Sprung})$ zu $a(\text{Res})$. Wie später noch erläutert wird ist bei diesen Brücken die Dämpfung eher klein, wodurch eine große Beschleunigung in Resonanz hervorgerufen wird.

Die beiden Fachwerk- Brücken, Remseck „Neckar“ und Saalach mit Spannweiten von 80 m bzw. 67 m passen nicht in die Tendenz der Biege-, Fachwerk- und unterspannten Trägern. Da diese Fachwerk- Brücken weit spannen, haben sie eine relativ niedrige Eigenfrequenz und eine große mitschwingende Masse. Evtl. war die Erregerkraft nicht groß genug, um eindeutige Messergebnisse zu bekommen. Stützt man sich auf die Biege-, Fachwerk- und unterspannten Träger sowie die Pylon- Brücken mit kurzen Seilen, erkennt man, dass mit zunehmender Beschleunigung ($a(\text{Res})$ wird größer als $a(\text{Sprung})$), die Resonanzfrequenz abnimmt ($f_e(\text{Res})$ ist kleiner als $f_e(\text{Sprung})$). Dieser Zusammenhang stützt die Annahme des nicht- linearen Materialverhaltens. Dies wird im nächsten Kapitel genauer untersucht.

7.3.2 Nicht- lineares Materialverhalten am Beispiel der BSH- Träger

Die Unterschiede zwischen den gemessenen Eigen- und Resonanzfrequenzen und die beschriebenen Abweichungen der Verläufe der gemessenen Resonanzkurven von den berechneten können durch nicht-lineares Materialverhalten erklärt werden. Das nicht- lineare Materialverhalten wird in [petersen 1996] und [dallard 2001] beschrieben. Ähnliche Abweichungen der Verläufe der gemessenen und berechneten Resonanzkurven, allerdings ohne weitere Erklärung, sind in [brownjohn 1999] und [jones 1981] zu finden.

Als nicht- lineares Materialverhalten wird die Eigenschaft des Trägers oder der Brücke bezeichnet, dass die Rückstellkräfte bezogen auf die Auslenkungen des Tragwerks nicht linear sind. D. h. dass bei einer bestimmten Auslenkung eine betragsmäßig andere Ersatzfeder wirkt als bei einer Auslenkung anderer Größe. Die Auswirkungen der nicht- konstanten Ersatzfeder können – bei gleich bleibender mitschwingender Masse – in der Änderung der Frequenz gemessen werden. Dies geschieht hier über das Messen der Periodendauer, welche nach Gl. (3.5) der Kehrwert der Frequenz ist.

In [petersen 1996] wird unterschieden zwischen über- und unter- linearer Federkennlinie. Die über- lineare Federkennlinie bedeutet eine Zunahme der Rückstellkräfte bei einer Zunahme der Auslenkungen, die unter- lineare Federkennlinie eine Abnahme der Rückstellkräfte bei einer Zunahme der Auslenkungen. Der zweite Fall wurde bei den Messungen im Rahmen dieser Arbeit beobachtet und wird deshalb in den weiteren Überlegungen zugrunde gelegt.

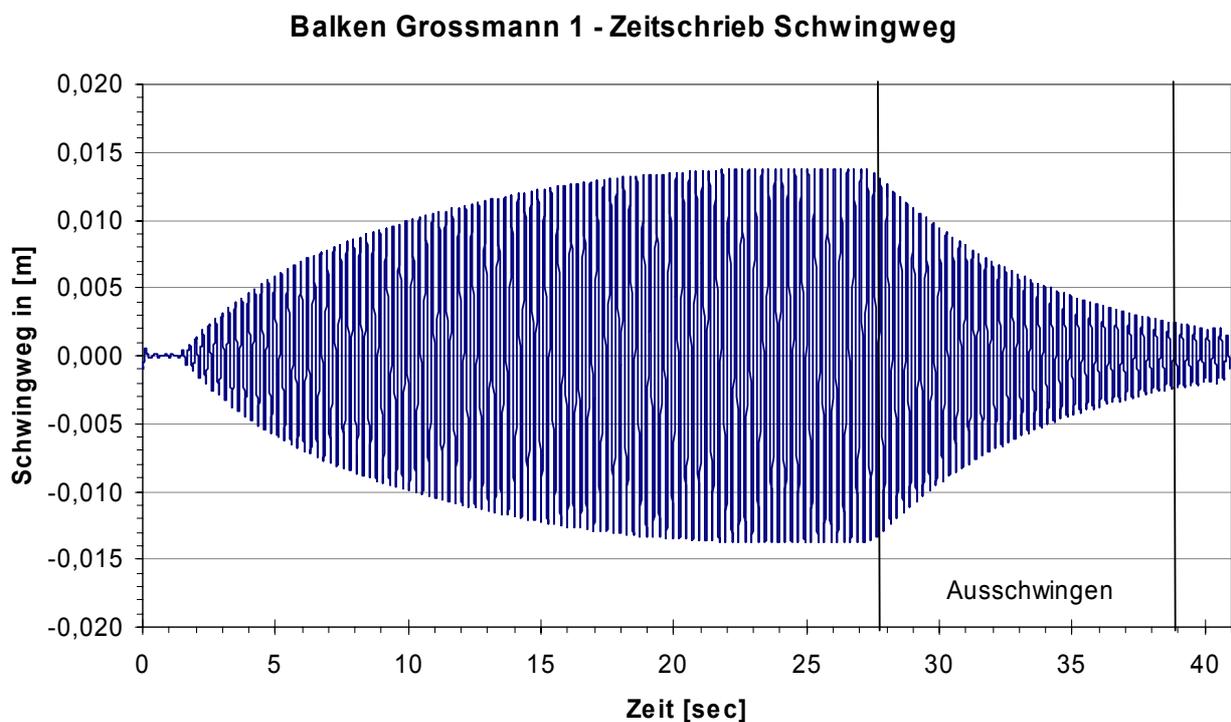


Bild 7.40 Zeitschrieb Weg für Anregung mit dem Schwingungserreger in Resonanz. BSH- Träger 1

Zur Untersuchung des nicht-linearen Verhaltens werden die beiden, in den vorigen Kapiteln erwähnten BSH-Träger gewählt. Bild 7.40 zeigt einen gemessenen Zeitschrieb über 41 Sekunden für die Schwingwege des BSH-Trägers 1 für Anregen mit dem Schwingungserreger in Resonanz.

Die Konsequenzen eines unter-linearen Materialsverhaltens werden am Beispiel eines Ausschwingvorgangs gezeigt. Der Ausschwingvorgang ist deshalb geeignet, weil erstens eine freie Schwingung vorliegt, vgl. Kapitel 7.1.4, und weil zweitens bei jeder einzelnen Schwingung eine andere Auslenkung vorliegt. Die Auslenkungen werden bei jeder Schwingperiode T kleiner, d. h. die Feder-“Konstanten“ nehmen – bei unter-linearem Verhalten – mit jeder Periode zu. Folglich werden die Frequenzen f bei jeder Periode größer. Für die Auswertung wird der Zeitbereich von 28 bis 39 Sekunden gewählt (vgl. Bild 7.40).

Bild 7.41 zeigt einen Ausschnitt aus dem Ausschwingvorgang nach dem Anregen mit dem Schwingungserreger. Dazu werden die Nulldurchgänge nach jeder Periode berechnet, und die jeweilige Periodendauer ($\Delta t = T$) als Differenz zweier aufeinander folgender Nulldurchgänge bestimmt.

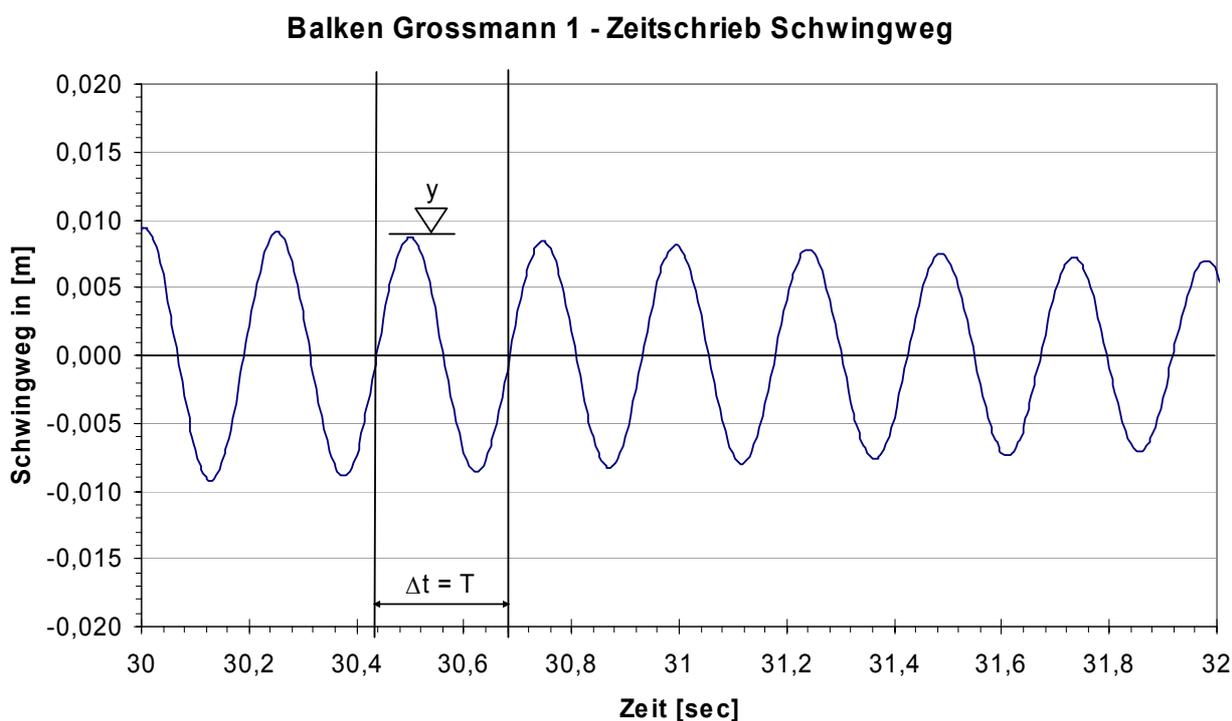


Bild 7.41 Zeitschrieb Weg, Ausschwingen zwischen $t=30$ bis 32 Sekunden. BSH-Träger 1

Zur Erstellung der nachfolgend gezeigten Diagramme wird das Ausschwingen nach Anregung in unterschiedlichen Frequenzen ausgewertet.

Die Diagramme 7.42 und 7.43 zeigen die Periodendauern bezogen auf die jeweils zugehörigen Amplituden y . Vor allem die Untersuchungen im Fall des BSH- Trägers 1 (Bild 7.42) zeigen die Zunahme der Periodendauer mit der Zunahme der Auslenkung sehr deutlich. Im Fall des BSH- Trägers 2 ist die Nicht- Linearität weniger stark ausgeprägt, die Tendenz zum beschriebenen Verhalten ist aber erkennbar, Bild 7.43.

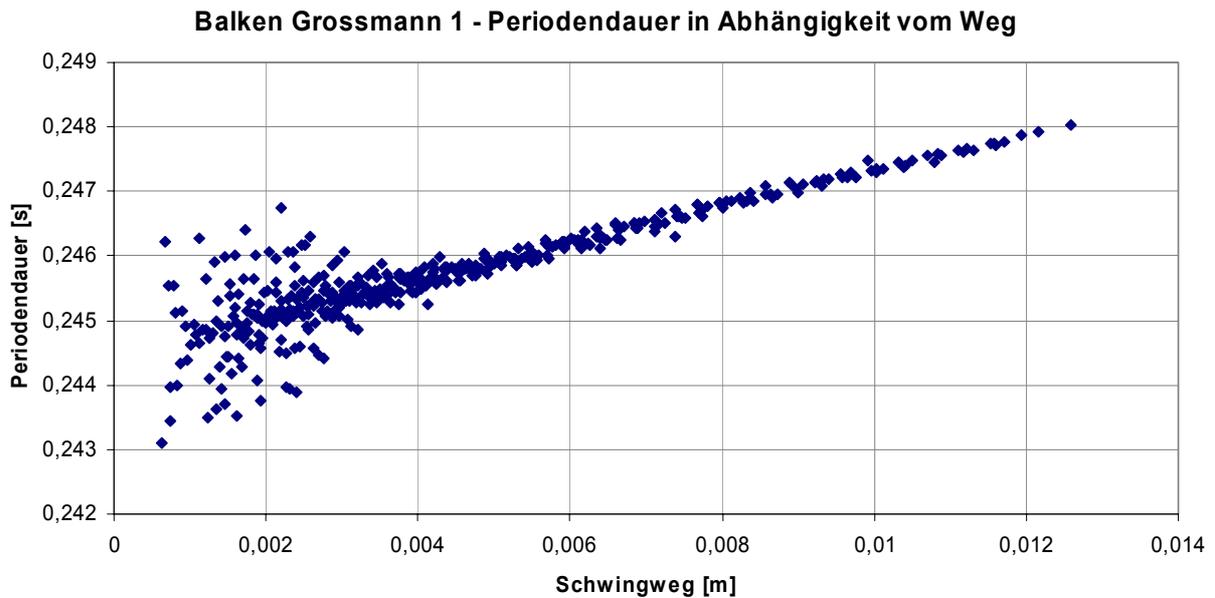


Bild 7.42 Zusammenhang zwischen Periodendauer und Schwingweg. BSH- Träger 1

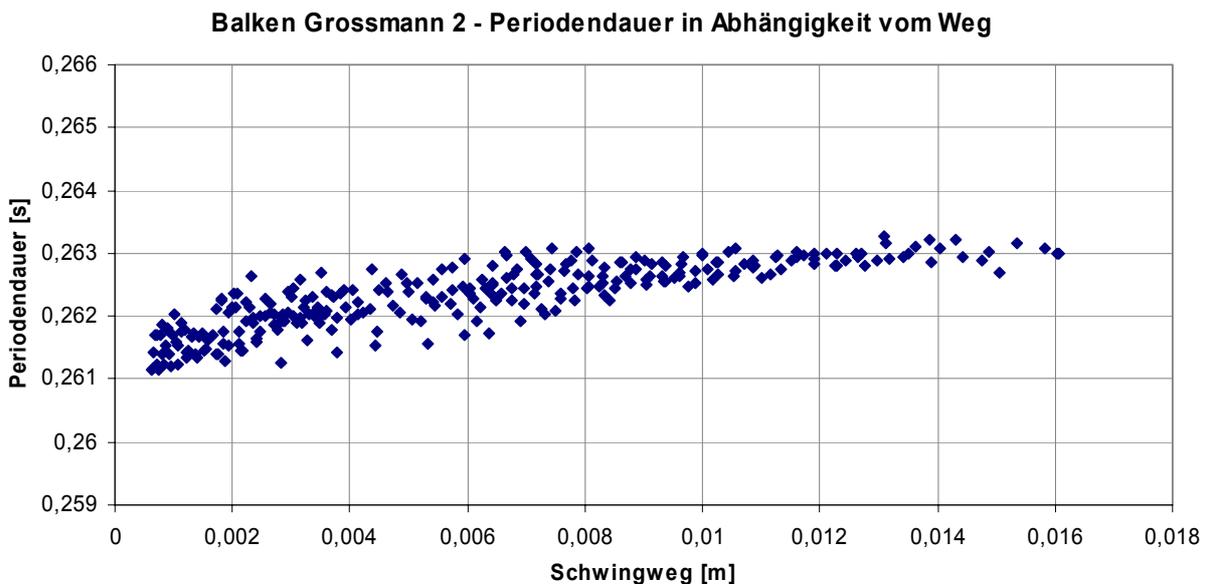


Bild 7.43 Zusammenhang zwischen Periodendauer und Schwingweg. BSH- Träger 2

Es gibt zwei Gründe, weshalb sich die Kurven der beiden BSH- Träger unterscheiden: Erstens war der BSH- Träger 1 bei den Messungen auf ca. 90 cm hohen Böcken gelagert, der BSH- Träger 2 dagegen auf

erdig liegenden Kanthölzern mit darauf befestigten Stahlrohren. Zweitens lagerte der BSH- Träger 1 vor der Messung für mind. ein Jahr vor Witterung geschützt im Freien. Der BSH- Träger 2 wurde nur wenige Tage vor der Messung gefertigt. Unterschiedliche Feuchtegehalte der Träger sind nicht auszuschließen.

Die Skelettkurve, vgl. [petersen 1996], ist eine andere Darstellungsweise. Sie zeigt auf der Abszisse die gemessene Frequenz, auf der Ordinate die Auslenkung (vgl. Bilder 7.44 und 7.45). Hier bestätigt sich wieder die Abnahme der Frequenz mit Zunahme der Auslenkung.

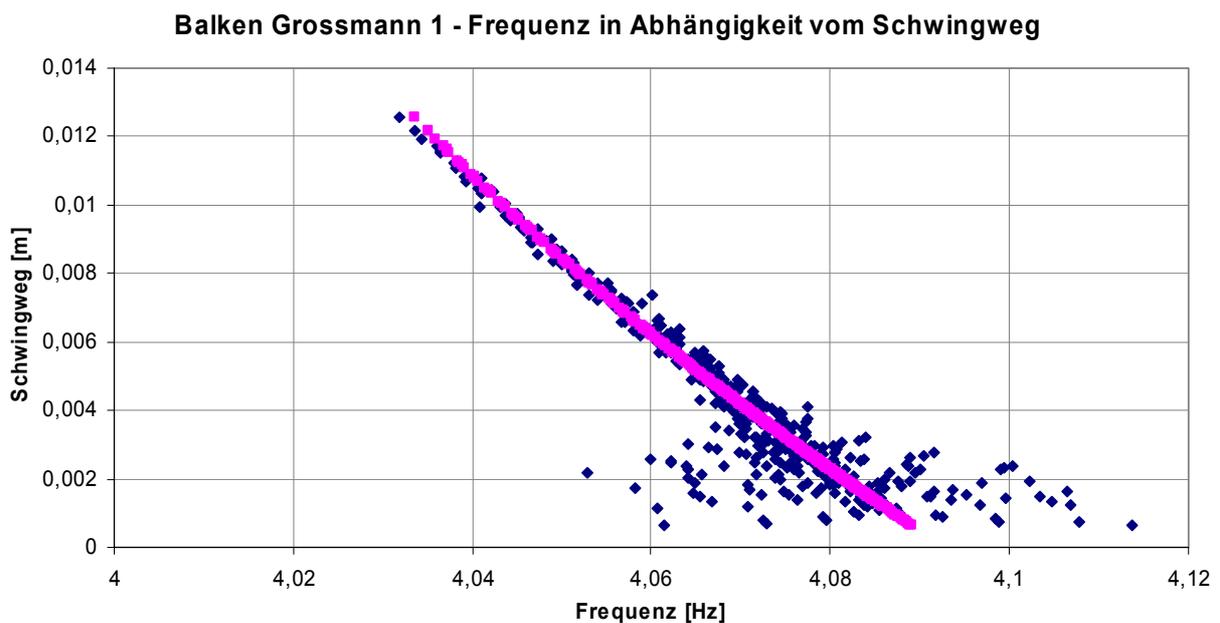


Bild 7.44 Zusammenhang zwischen Schwingweg und Frequenz (Skelettkurve). BSH- Träger 1

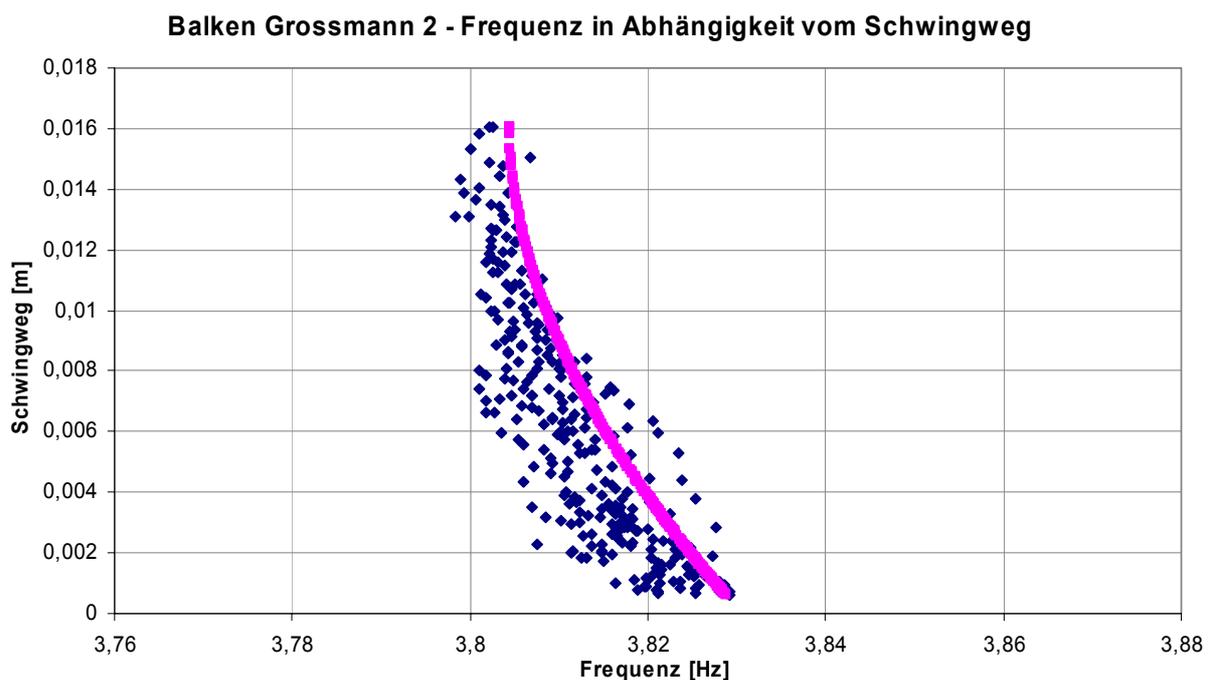


Bild 7.45 Zusammenhang zwischen Schwingweg und Frequenz (Skelettkurve). BSH- Träger 2

Die Rückstellkraft wird in dieser Arbeit in Anlehnung an [petersen 1996] wie folgt angenommen:

$$f(y) = k_1 \cdot y - k_2 \cdot y^2 - k_3 \cdot y^3 - k_4 \cdot y^4 \quad (7.4)$$

Die Federkennlinie lässt sich - unter Zugrundelegung des Sekantenmoduls - nach Gl. (7.5) angeben:

$$f'(y) = k_1 - k_2 \cdot y - k_3 \cdot y^2 - k_4 \cdot y^3 \quad (7.5)$$

Mit dieser nicht- konstanten Ersatzfeder und der generalisierten Masse kann für jede Auslenkung eine Frequenz berechnet werden. Der Parameter k_1 wird als bekannt angenommen. Er wird aus der gemessenen Eigenfrequenz beim Ausschwingen nach Auslenken mit der Hand und der mitschwingenden Masse berechnet. Die unbekanntenen Größen k_2 bis k_4 werden mit der Methode der Minimierung der Summe der Abstandsquadrate unter Zuhilfenahme des Moduls „Solver“ des Tabellenkalkulationsprogramms Excel wie folgt ermittelt.

Balken	$f_e (y=0)$	M_{gen} [kg]	k_1 [N/m]	k_2 [N/m ²]	k_3 [N/m ³]	k_4 [N/m ⁴]
BSH- Träger 1	4,09 Hz	495,0	327 000,0	2,82 *K1	- 43,2*K1	- 0,57 *K1
BSH- Träger 2	3,83 Hz	451,0	261 000,0	1,60 *K1	- 43,5 *K1	200 *K1

Tabelle 7.2 Parameter der Feder- Rückstellkraft aus der Skelettkurve

Auf Grundlage dieser Ergebnisse werden die Vergrößerungsfunktionen berechnet. Wegen der Abhängigkeit der Eigenfrequenz vom Schwingweg und wiederum des Schwingwegs vom Frequenzverhältnis η (Vergrößerungsfunktion) ist eine Iteration erforderlich. Begonnen wird mit Schwingweg $y = 0$, woraus sich die erste Vergrößerungsfunktion (als erster Iterationsschritt) berechnet. Hieraus folgt der erste Schwingweg $y \neq 0$, dann die Ersatzfeder nach Gl. (7.5), die Eigenfrequenz und wiederum die Vergrößerungsfunktion. Auf den Bildern 7.46 und 7.47 sind die Kurve für $y = 0$ und die Kurven der ersten Iterationsschritte, des 24. Iterationsschrittes und die gemessenen Werte abgebildet. Die Iterationsschritte im Fall des Balkens Grossmann 2 konvergieren sehr schnell, so dass die Kurven der höheren Iterationsschritte übereinander liegen und im Einzelnen nicht zu sehen sind.

Auch bei den Resonanzkurven werden mit dem Verfahren der Minimierung der Summe der Abstandsquadrate die Parameter k_2 bis k_4 berechnet. Tabelle 7.3 zeigt die Ergebnisse. Sie weichen von denen mittels der Skelettkurven berechneten Werten in Tab. 7.2 ab. Im Rahmen der Messgenauigkeit und in Anbetracht der Tatsache, dass nicht unendlich viele Iterationsschritte durchgeführt wurden, ist die nicht exakte Übereinstimmung nicht weiter verwunderlich.

Balken	$f_e (y=0)$	M_{gen} [kg]	k_1 [N/m]	k_2 [N/m ²]	k_3 [N/m ³]	k_4 [N/m ⁴]
Grossmann 1	4,09 Hz	495,0	327 000,0	3,89 *K1	- 262 *K1	8220 *K1
Grossmann 2	3,83 Hz	451,0	261 000,0	1,85 *K1	- 78,4 *K1	1000 *K1

Tabelle 7.3 Parameter der Feder- Rückstellkraft aus der Resonanzkurve

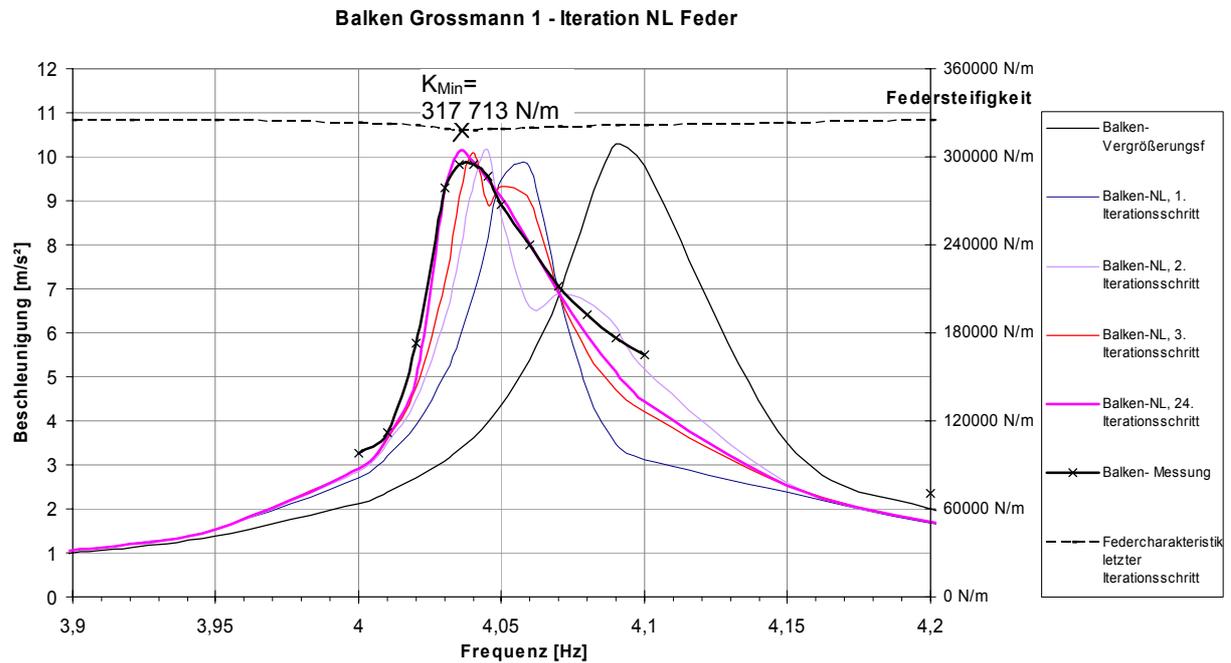


Bild 7.46 Vergrößerungsfunktionen für lineare und unter- lineare Ersatzfeder. BSH- Träger 1

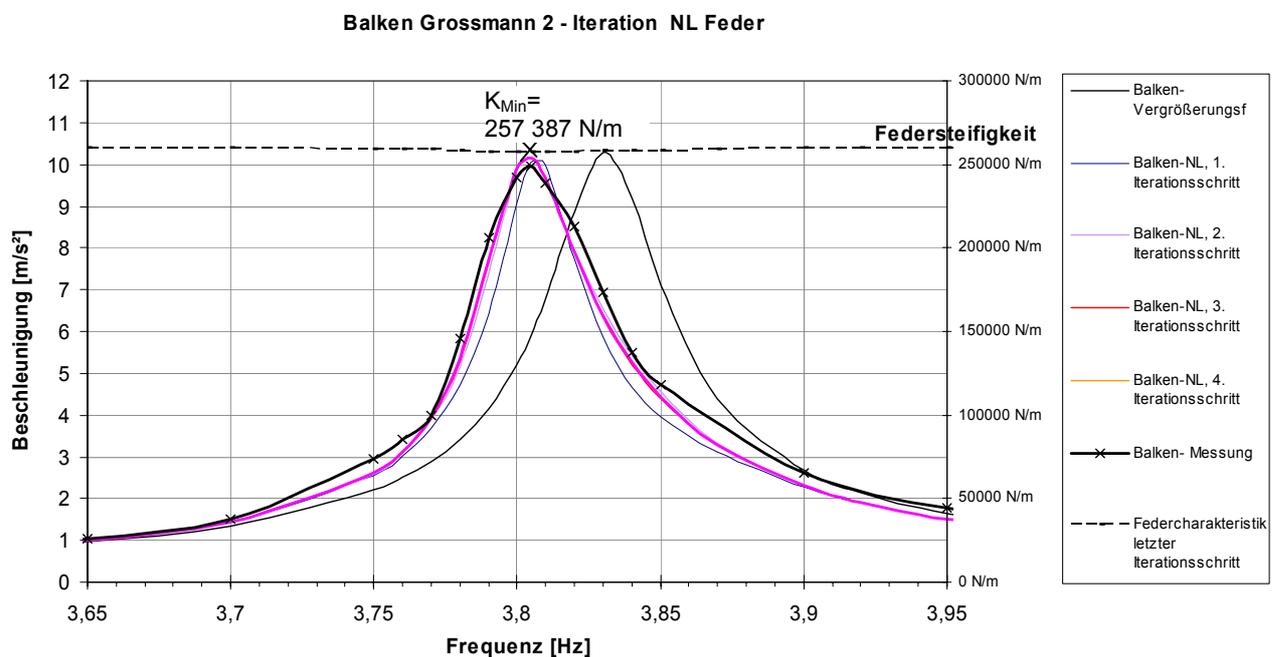


Bild 7.47 Vergrößerungsfunktionen für lineare und unter- lineare Ersatzfeder. BSH- Träger

Auf der Sekundärachse der Bilder 7.46 und 7.47 ist die Skala der Federkennlinie (Gl. 7.5) eingetragen. Im Resonanzfall ist ein schwaches Abfallen der Steifigkeit zu erkennen, welches aber nach Gleichung (7.6) für die Abweichung der Resonanz- von der Eigenfrequenz verantwortlich ist.

$$\text{allgemein: } \frac{f_{\text{Resonanz}}}{f_{\text{eigen}}} = \sqrt{\frac{K_{\text{Min}}}{K(y=0)}} \quad ; K_{\text{Min}} \text{ aus Bildern 7.46 und 7.47} \quad (7.6)$$

$$\text{BSH- Träger 1: } \frac{4,0375}{4,09} = 98,7\% \approx \sqrt{\frac{317713}{327000}} = 98,6\% \quad (7.6a)$$

$$\text{BSH- Träger 2: } \frac{3,805}{3,83} = 99,3\% \approx \sqrt{\frac{257387}{261000}} = 99,3\% \quad (7.6b)$$

Die Übereinstimmung für die BSH- Träger ist gut.

Die Kraft- Verschiebungskurven der beiden Träger beim 23. Iterationsschritt sind in Bild 7.48 dargestellt. Berechnet werden sie für die Rückstellkraft nach Gleichung (7.5). Die Kurven zeigen wieder das unterlineare Verhalten der beiden Träger – unterschiedlich stark ausgeprägt.

Ein Vergleich mit der Nicht- Linearität bei statischen Versuchen führt zu folgendem Ansatz.

Die in den Trägern wirkende Biegespannung beträgt ca. 7,0 MN/m², wie folgende Näherungsberechnung zeigt. Die Biegespannung ist somit noch weit von der Bruchspannung entfernt.

$$\sigma_{m,\text{dyn}} = \frac{M}{W} = \frac{37,3 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{0,8 \cdot 0,2^2} = 7,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M &= M_{\text{stat}} + M_{\text{dyn}} = \left(\frac{\rho \cdot (g + a) \cdot b \cdot h \cdot \ell^2}{8} + \frac{M_{\text{Erreger}} \cdot (g + a) \cdot \ell}{4} \right) + \frac{1}{2 \cdot \zeta} \cdot \frac{F_{\text{Erreger}} \cdot \ell}{4} = \\ &= \left(\frac{428 \cdot (9,81 + 10) \cdot 10^{-3} \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 10,5^2}{8} + \frac{100 \cdot (9,81 + 10) \cdot 10^{-3} \cdot 10,5}{4} \right) + \frac{1}{2 \cdot 0,0044} \cdot \frac{0,045 \cdot 10,5}{4} = \\ &= (18,7 + 5,2) + 13,4 = 37,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Die Durchbiegung in Feldmitte setzt sich entsprechend zusammen:

$$w_{\text{ges}} = 2,83 + 0,63 + 1,62 = 5,1 \text{ cm} \approx \ell / 195$$

Zum Vergleich ist in Bild 7.49 die Arbeitslinie eines statischen Belastungsversuches abgebildet. Der Versuch wurde in der Holzforschung der TU München durchgeführt, die Ergebnisse wurden für diese Arbeit zur Verfügung gestellt. Das Bild zeigt die Kraft- Verschiebungskurve für einen BSH- Träger (b x h x ℓ = 0,28 x 0,045 x 2,5 m³) „bis zum Bruch“. Die erste Markierung im Diagramm zeigt die Kraft, bei der die Spannungen für den statischen und dynamischen Versuch in etwa gleich groß sind. Die zweite Markierung zeigt die Stelle, an der die Durchbiegungen bezogen auf die Spannweite gleich groß sind. Wenn auch nur ansatzweise, aber dennoch lässt sich auch in diesem Bereich schon ein unter- lineares Verhalten erkennen.

$$\sigma_{m,\text{stat}} = \frac{0,5 \cdot F \cdot \ell \cdot 6}{3 \cdot 0,28 \cdot 0,045^2} \stackrel{!}{=} \sigma_{\text{dyn}} = 7,0 \text{ MN/m}^2 \rightarrow F = 1590 \text{ N}$$

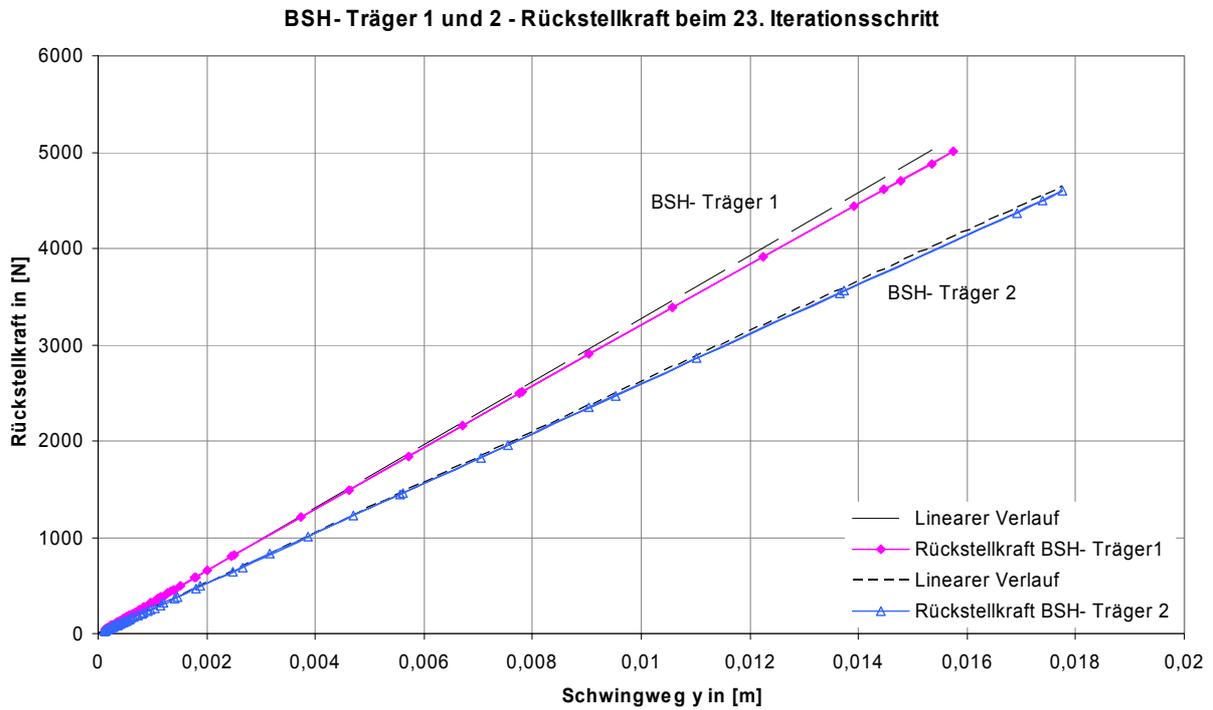


Bild 7.48 Zusammenhang zwischen der gemessenen und einer linearen Rückstellkraft der Versuche mit dem Schwingungserreger

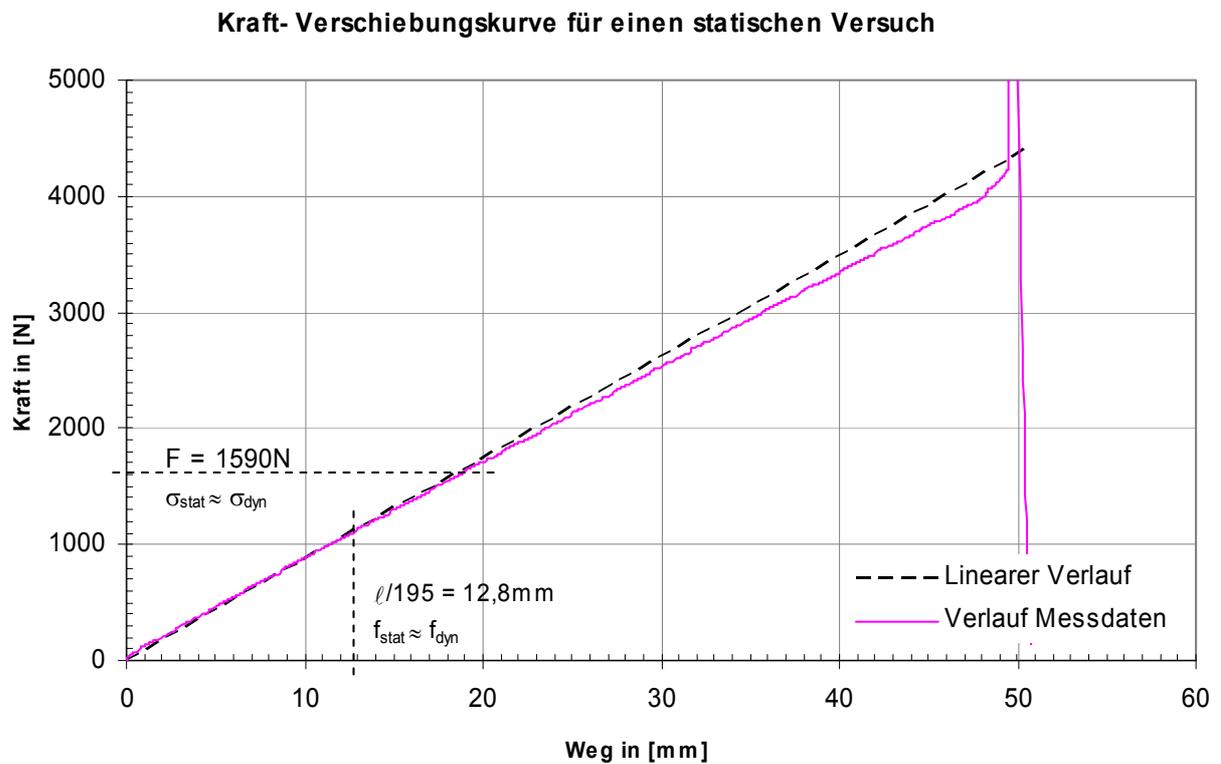


Bild 7.49 Arbeitslinie eines statischen Belastungsversuches „bis zum Bruch“ und linearer Verlauf der Rückstellkraft

7.4 Folgerungen für die Ermittlung der Dämpfung

Am Beispiel der BSH- Träger wurde gezeigt, dass mit Zunahme der Schwingwege die Schwingfrequenz abnimmt. Es liegt nicht-lineares Materialverhalten vor. Welche Folgen hat dieses Verhalten für die Berechnung der Dämpfung aus den Messdaten?

7.4.1 Ausschwingkurve

Die in Kapitel 5 zuerst genannte Methode zur Ermittlung der Dämpfung mit Hilfe der Ausschwingkurve beruht auf dem Verhältnis zweier aufeinander folgender Amplituden (Bild 5.4). Die Formel für das logarithmische Dekrement Λ ist deshalb so einfach, weil sich die meisten Parameter zur Berechnung der Amplituden wegekürzen. In Kapitel 7.3 wird gezeigt, dass sich mit jeder Änderung der Amplitude die Steifigkeit und damit die Frequenz ändern. D. h. die Formeln Gl. (5.7) und (5.8) ändern sich, wie folgt:

$$\frac{w_i}{w_{i+1}} = \frac{e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_i \cdot t_i} \cdot \frac{F}{K_i} \cdot V_i}{e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_{i+1} \cdot (t_i+T)} \cdot \frac{F}{K_{i+1}} \cdot V_{i+1}} = \frac{e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_i \cdot t_i} \cdot K_{i+1} \cdot V_i}{e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_{i+1} \cdot (t_i+T)} \cdot K_i \cdot V_{i+1}} \quad (7.6)$$

Ein einfaches Auflösen nach der Dämpfung ist nach Gleichung (7.6) nicht mehr möglich.

In [petersen 1996] wird erwähnt, dass die Ermittlung des logarithmischen Dekrements nach Gl. (5.9) bei nicht-linearer Federcharakteristik „...*eigentlich nicht zulässig*...“ ist. Am Beispiel des Ausschwingens der beiden BSH- Träger nach Anregen mit der Maschine in Resonanz wurde das logarithmische Dekrement jeweils von einer Schwingung zur nächsten bestimmt. Die Werte der Dämpfungs- „Konstanten“ schwanken zwischen den in Tabelle 7.4 dargestellten Minima und Maxima.

Balken	Ausschwingkurve			Resonanzkurve	
	MIN ζ	MAX ζ	ζ (10sec)	ζ (NL)	ζ ($a_{\max} / \sqrt{2}$)
Grossmann 1	0,45 %	0,77 %	0,55 %	0,49 %	0,61 %
Grossmann 2	0,30 %	0,63 %	0,44 %	0,48 %	0,58 %

Tabelle 7.4 Streuungen bei der Berechnung der Dämpfung

Es konnte kein klarer Zusammenhang zwischen den Amplituden und den Dämpfungswerten gefunden werden. Dies kann daran liegen, dass die Messung mit einer begrenzten Abtastrate (200 Hz) aufgezeichnet worden ist. Somit ist nicht immer exakt das Maximum einer Schwingung gemessen worden, sondern der Beschleunigungswert kurz vor oder kurz nach dem Maximum. Da die Abtastfrequenz nicht notwendigerweise ein ganzzahliges Vielfaches der Schwingfrequenz ist, liegt der gemessene Wert nicht bei jeder Schwingung an der gleichen Stelle bezogen auf das tatsächliche Maximum. Ferner ist die

Berechnung des logarithmischen Dekrements von einer Schwingung zur nächsten auch ohne Rücksicht auf die Nicht-Linearität wegen der Ableseungenauigkeit nicht sehr genau.

Zum Vergleich wird das Lehr'sche Dämpfungsmaß (ζ (10sec)) angegeben, das beim Ausschwingen nach Anregen mit der Maschine in Resonanz über die gesamte Ausschwingzeit (ca. 10 Sekunden) ermittelt worden ist. Es liegt bei beiden Trägern zwischen dem minimalen und maximalen Wert.

7.4.2 Resonanzkurve

Durch die Nicht-Linearität lassen sich die Abweichungen der gemessenen Resonanzkurven von den linear berechneten erklären. Dadurch, dass aber nicht nur das gemessene Maximum an einer anderen Stelle ist als das berechnete, sondern auch der Verlauf der gemessenen Kurve von der berechneten abweicht (steiler Anstieg, flacher Abfall), gilt streng genommen die in Kapitel 5 beschriebene Formel zur Berechnung der Dämpfung aus der Resonanzkurve nicht.

Mit Hilfe des Moduls „Solver“ des Tabellenkalkulationsprogramms Excel und der Methode der Minimierung der Summe der Abstandsquadrate besteht die Möglichkeit, die Dämpfung aus der gemessenen Resonanzkurve zu berechnen. Dabei ist die Dämpfung als Unbekannte anzunehmen und so lange zu iterieren, bis die gemessene und die berechnete Kurven identisch sind.

Daraus ergeben sich die Werte in den rechten Spalten in der Tabelle 7.4. Zum Vergleich ist der Wert $\zeta(a_{\max} / \sqrt{2})$ angegeben, der sich aus der in Kapitel 5 beschriebenen Gleichung (5.12) über die Resonanzkurve ergibt. Bei beiden Trägern ist der Wert $\zeta(a_{\max} / \sqrt{2})$ größer als der mit dem nicht-linearen Verfahren berechnete. Er liegt folglich auf der unsicheren Seite.

7.4.3 Ergebnis für die Berechnung der Dämpfung

Aus den Vergleichen wird gefolgert, dass die Dämpfung am besten – und genau genug – über das logarithmische Dekrement für das Ausschwingen über die gesamte Ausschwingzeit nach Anregung des Systems mit dem Schwingungserreger in der Resonanzfrequenz berechnet werden kann.

7.5 Ergebnisse aus den Messungen

Die Messungen haben gezeigt, dass die gemessenen Resonanzkurven Unterschiede zu den berechneten Kurven aufweisen, sowohl in der Lage des Maximums und als auch im Verlauf. Die Abweichungen wurden durch nicht-lineares Materialverhalten am Beispiel der BSH- Träger begründet. Die BSH- Träger zeigen auch in den statischen Belastungsversuchen nicht-lineares Materialverhalten in ähnlicher Größenordnung. Eine Folge dieser Nicht-Linearität ist, dass die Ermittlung der Dämpfungen nicht mehr ohne Weiteres nach den in Kapitel 5 beschriebenen Verfahren, Ausschwingversuch und Resonanzkurve,

abgelesen werden können. Weitere Untersuchungen zeigen, dass die Abweichungen der Ergebnisse der Dämpfung aus den Ausschwingversuchen nach Anregen mit dem Schwingungserreger in Resonanz sehr gering sind und mit diesem Verfahren gute Ergebnisse erzielt werden.

In der Tabelle 7.5 werden die Ergebnisse aus den Messungen der Dämpfung zusammengefasst. Dabei ist ζ (Sprung) die Dämpfung aus dem Ausschwingen nach Anregen der Brücke durch einen Sprung, ζ (Resonanzkurve) die Dämpfung, die aus der Resonanzkurve gewonnen wurde und ζ (Ausschwingen) die Dämpfung aus dem Ausschwingen nach Anregen des Tragwerks mit dem Schwingungserreger in Resonanz. Wurden zwei Messreihen durchgeführt, so sind in der benachbarten Spalte oder Zeile die weiteren Ergebnisse angegeben.

Die Berechnung der Dämpfung beim Sprungversuch basiert auch auf der Ausschwingkurve. Allerdings ist hierbei die Versuchsperson auf der Brücke, so dass ihr dämpfendes Verhalten gemessen wird, ohne zu wissen, welchen Anteil die Person an der Dämpfung hat.

Die Werte in der Tabelle lassen darauf schließen, dass die Dämpfungskonstante durch die Person größer wird, da meistens ζ (Sprung) > ζ (Ausschwingen) gilt. Allerdings ist die Differenz nicht konstant, maximal 0,68 %, teilweise aber sogar negativ. Es ist von Bedeutung, in welcher Position die Versuchsperson nach dem Sprung stehen bleibt, z. B. ob die Knie durchgedrückt sind oder nicht und ob sie sich aktiv gegen die Schwingung bewegt oder nicht.

Zusammenstellung für die Dämpfung ζ :		ζ (Sprung)		ζ (Resonanzkurve)	ζ (Ausschwingen)		Empfehlung
BSH- Träger:	Grossmann 1	0.60%		0.61%	0.55%		0.50%
	Grossmann 2	0.40%	0.43%	0.58%	0.44%		
	Grossmann 2	0.40%	0.43%	0.56%	0.45%		
Biegeträger- Brücken:	Thalhofen	1.22%		1.50%	1.22%		1.20%
	Thalhofen	1.22%		1.54%	1.35%		
	Weikersheim "Nachtigallsteg"	1.30%		1.28%	1.19%		
Blockverleimte Biegeträger- Brücken:	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	1.83%	1.72%		1.20%
	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	1.83%	1.79%		
	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	1.71%	1.46%		
	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	1.71%	1.54%		
	Weikersheim "Heiliges Wöhr" *)	1.83%	2.01%	1.61%	1.46%	1.54%	
	Weikersheim "Heiliges Wöhr" *)	1.83%	2.01%	2.02%	1.86%	1.75%	
	Degerloch *)	3.50%		3.90%	3.37%		
Fachwerk- Brücken:	Bad Cannstatt	0.70%	0.83%	0.83%	0.75%	0.72%	0.80%
	Remseck "Neckar"	0.97%	0.83%	0.95%	0.62%		
	Remseck "Neckar"	0.97%	0.83%	1.00%	0.81%		
	Remseck "Rems"	0.71%		1.03%	0.87%		
	Saalach	1.13%	1.19%	1.46%	0.89%		
Pylon- Brücken mit kurzen Seilen:	Freyung	1.60%		0.98%	0.99%		1.00%
	Freyung	1.60%		1.10%	0.92%		
	Dachau **)	1.43%	1.30%	2.21%	1.41%	1.45%	
	Reichenbach *)	1.00%	1.86%	1.20%	1.13%	1.17%	
	Reichenbach *)						
mit langen Seilen:	Oberesslingen	0.35%		0.51%	0.42%	0.45%	0.30%
	Wernau			0.29%	0.23%		
Unterspannte Brücken:	München "Isar"	0.80%		0.92%	0.84%		0.90%
	München "Isar"	0.80%		1.02%	0.85%		
	Horb/Ihlingen	1.03%	0.93%	1.06%	0.97%	0.95%	
	Horb/Ihlingen	1.03%	0.93%	1.06%	0.97%	0.95%	
	Moosinning	1.04%		1.24%	0.95%		
	Moosinning	1.04%		1.24%	0.95%		
Bei Gussasphaltbelag *):							
**): Gussasphalt war noch nicht vollständig aufgebracht.							
		zus. 0,30 %					

Tabelle 7.5 Zusammenstellung der Dämpfungen aus den Versuchen und Empfehlungen für unterschiedliche Tragsysteme. Im Anhang A3 ist diese Tabelle vergrößert dargestellt.

In der rechten Spalte der Tabelle 7.5 ist eine Empfehlung für den Wert des Lehr'schen Dämpfungsmaßes je nach Tragsystem angegeben. Die Einteilung in die Tragsysteme wird analog der Einteilung in Kapitel 7.2 durchgeführt:

Einfache BSH- Träger, Biegeträger- Brücken, Blockverleimte Biegeträger- Brücken, Fachwerk- Brücken, Pylon- Brücken mit kurzen und langen Seilen und unterspannte Brücken.

Diese Einteilung wird für sinnvoll erachtet, da die Dämpfungen innerhalb der Kategorien nahe beieinander liegen. Somit kann die Mittelwertbildung, aus der die Empfehlungen resultieren, ohne große Streuung der Werte durchgeführt werden. Einzige Ausnahme bei den gemessenen Dämpfungswerten ist die Brücke in Degerloch. Hier wurde ein Lehr'sches Dämpfungsmaß von über 3 % gemessen. Weshalb die Dämpfung bei dieser Brücke so hoch ist, kann mit dem derzeitigen Kenntnisstand nicht erklärt werden.

Es bleibt anzumerken, dass Tabelle 7.5 eine Orientierungshilfe für die Dämpfungswerte darstellt. Je nach den örtlichen Gegebenheiten, z. B. Baugrund oder Lager können abweichende Werte auftreten.

8 Anteil der Verbindungsmittel an der Dämpfung

8.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Um den Anteil der Verbindungsmittel an der Dämpfung genauer beurteilen zu können, wurden im Rahmen der Diplomarbeit [bergmaier 2003] Versuche an nachgiebig miteinander verbundenen BSH-Trägern durchgeführt. Die beiden Einzelquerschnitte hatten die Abmessungen $b \times h = 40 \times 9,4 \text{ cm}^2$, die Spannweite betrug 10,5 m bei gelenkiger Lagerung als Einfeldträger. Die nachgiebige Verbindung wurde bei der Versuchsreihe (VR) 1 mit Stabdübeln ($d = 12 \text{ mm}$, $\ell = 200 \text{ mm}$), bei der Versuchsreihe (VR) 2 mit Schrauben (Spax, $d = 4,34 \text{ mm}$, $\ell = 280 \text{ mm}$) hergestellt, welche paarweise und mit einer Neigung von 45° ohne Vorbohren eingeschraubt wurden. Dabei wurde je eine Versuchsreihe mit einer Fuge von 2 cm ausgebildet, so dass keine Reibung zwischen den beiden Trägern übertragen werden konnte, und je eine Versuchsreihe ohne Fuge, also mit Reibung zwischen den Trägern. Die Anzahl der Verbindungsmittel nebeneinander und die Abstände der Verbindungsmittel in Längsrichtung der Träger wurden jeweils variiert.

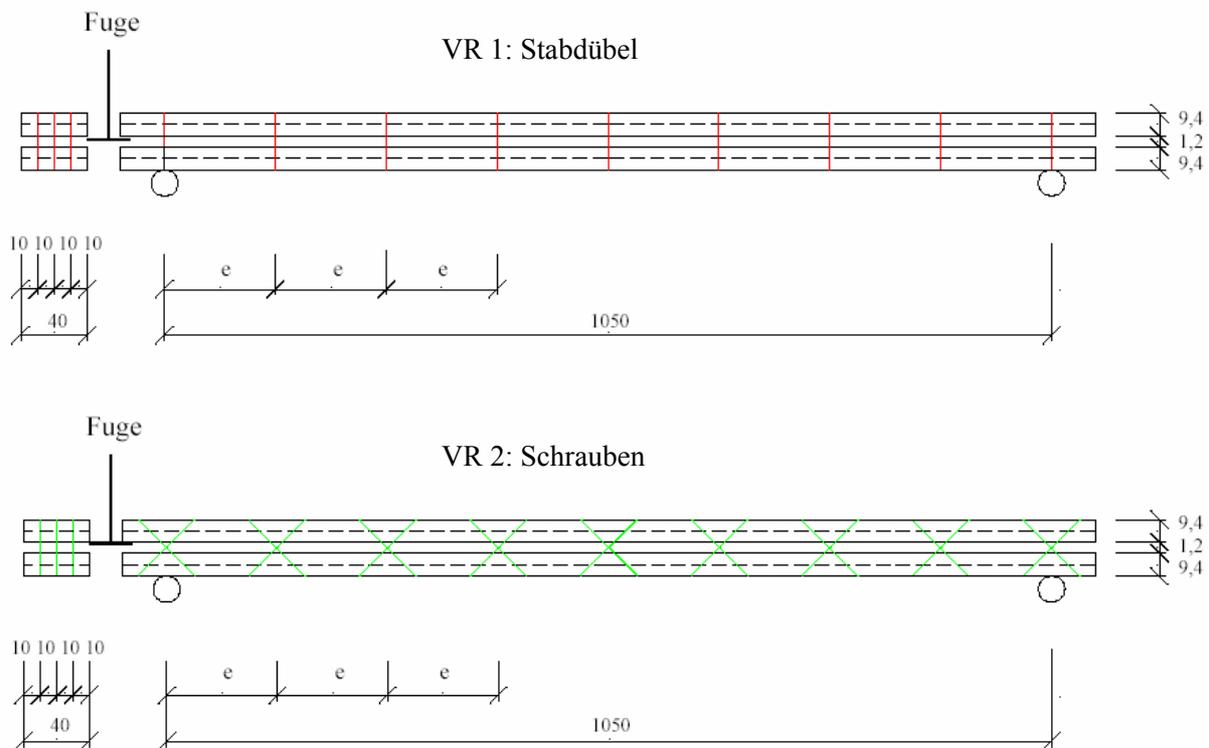


Bild 8.1 Anordnung der VR 1 und VR 2 mit Stabdübeln (oben) bzw. mit Schrauben (unten) über den Querschnitt und über die Trägerlänge, aus [bergmaier 2003]

8.2 Ergebnisse

8.2.1 Dämpfungsverhalten von Stabdübeln und Schrauben

Ein wichtiges Ergebnis der Versuche ist, dass Stabdübel und Schrauben durch ihr unterschiedliches Tragverhalten unterschiedliche Auswirkungen auf die Dämpfung haben. Die Dämpfung der Verbundträger mit Stabdübelverbindungen (VR 1) nimmt mit Erhöhung der Anzahl der Stabdübel zunächst zu. Ab einer bestimmten Anzahl von Stabdübeln nimmt die Dämpfung wieder ab. Dagegen nimmt die Dämpfung der Schrauben- Verbundträger (VR 2) mit zunehmender Anzahl an Schrauben sofort ab. Die Bilder 8.2 und 8.3 zeigen typische Diagramme aus den Versuchsreihen, denen diese Aussagen abgeleitet werden. Darin ist die Anzahl der Verbindungsmittel aus dem Bettungsmodul c abzuleiten.

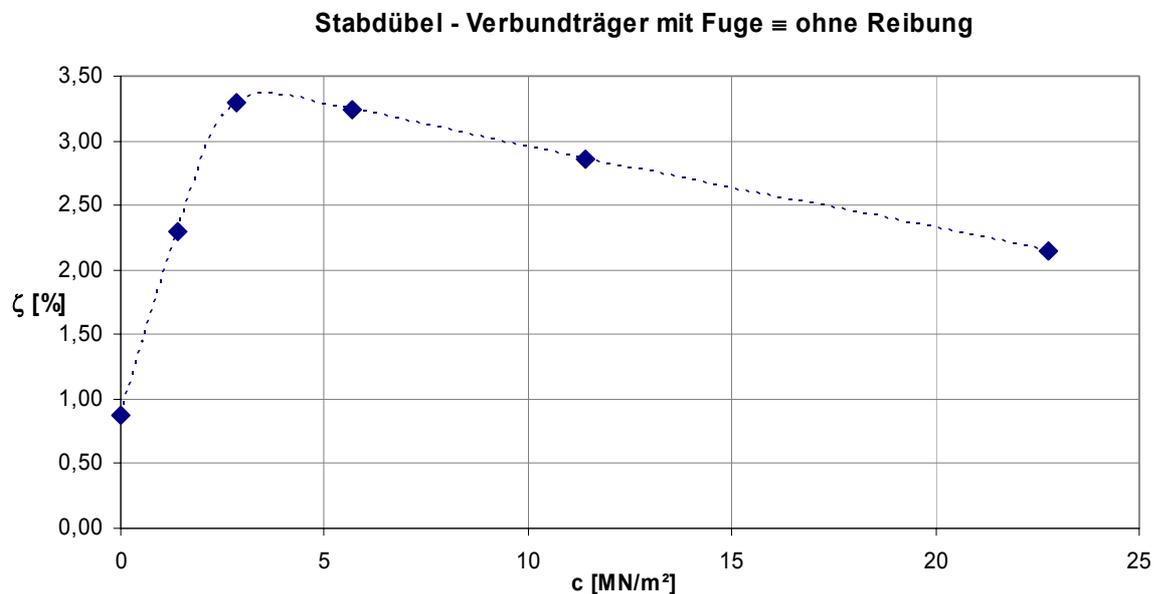


Bild 8.2 Gemessene Dämpfung bei veränderlicher Fugensteifigkeit (Stabdübel), nach [bergmaier 2003]

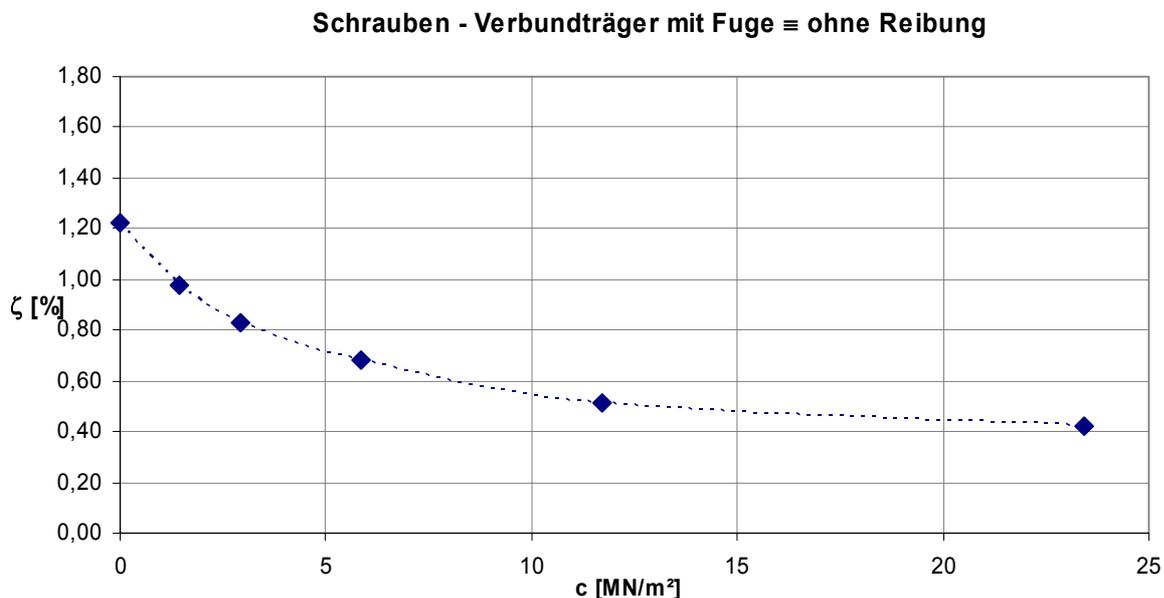


Bild 8.3 Gemessene Dämpfung bei veränderlicher Fugensteifigkeit (Schrauben), nach [bergmaier 2003]

Die Bilder zeigen jeweils typische Verläufe für die Messungen mit Fuge, d.h. ohne Reibung zwischen den Einzelquerschnitten. Der Grund für das unterschiedliche Dämpfungsverhalten von Stabdübeln und Schrauben liegt, wie schon erwähnt, am unterschiedlichen Tragverhalten der beiden Verbindungsmittel. Die Stabdübel tragen primär auf Abscheren. D.h. bei einer Auslenkung des Verbundträgers wird die Lochleibungsspannung aktiviert. Dadurch entstehen elastisch- plastische Verformungen im Holz, durch welche – wahrscheinlich – hohe Dämpfungswerte hervorgerufen werden. Werden noch mehr Stabdübel zur Übertragung des Schubs herangezogen, wird der Bettungsmodul des Verbundträgers (in Bild 8.2 mit c bezeichnet) größer, die einzelnen Stabdübel erfahren aber weniger Verformung, so dass mit Zunahme der Stabdübel die Dämpfung wieder geringer wird.

Bei den Schrauben (Bild 8.3) ist der Verlauf der Dämpfung mit Zunahme der Steifigkeit zwischen den Trägern monoton fallend. Da die Schrauben paarweise und unter einem Winkel von 45° eingebracht wurden, lässt sich die Tragweise der Schrauben mit der Fachwerkanalogie beschreiben. Diese besagt, dass die Schrauben nur in ihrer Längsachse beansprucht werden. Die Verformungen im Holz sind bei dieser Beanspruchung deutlich kleiner, es geht weniger Energie verloren und die Dämpfungswerte sind geringer. Bei Erhöhung der Anzahl der Schrauben wird der Verbundträger steifer, die Verformung an den Schrauben und die Dämpfung werden noch einmal geringer.

Die Bilder 8.4 und 8.5 zeigen die Ergebnisse aus den Versuchen ohne Fuge, d.h. mit Reibung zwischen den Trägern. Die Tendenz der Dämpfung ist wie oben beschrieben: Beim Einbringen der Stabdübel steigt die Dämpfung erst an, bei weiteren Stabdübeln fällt die Dämpfung wieder leicht ab, vgl. Bild 8.4. Bei den Versuchen mit den Schrauben fällt die Dämpfung schon ab dem Einbringen der ersten Verbindungsmittel ab, vgl. Bild 8.5. Insgesamt sind die Dämpfungswerte aber höher als bei der Versuchsreihe ohne Reibung. Bei den verschraubten Trägern entsteht zusätzliche Dämpfung durch eine erhöhte Reibkraft zwischen den Trägern infolge des Zusammenziehens der Träger durch die Längskraft in den Schrauben.

Stabdübel - Verbundträger ohne Fuge \equiv mit Reibung

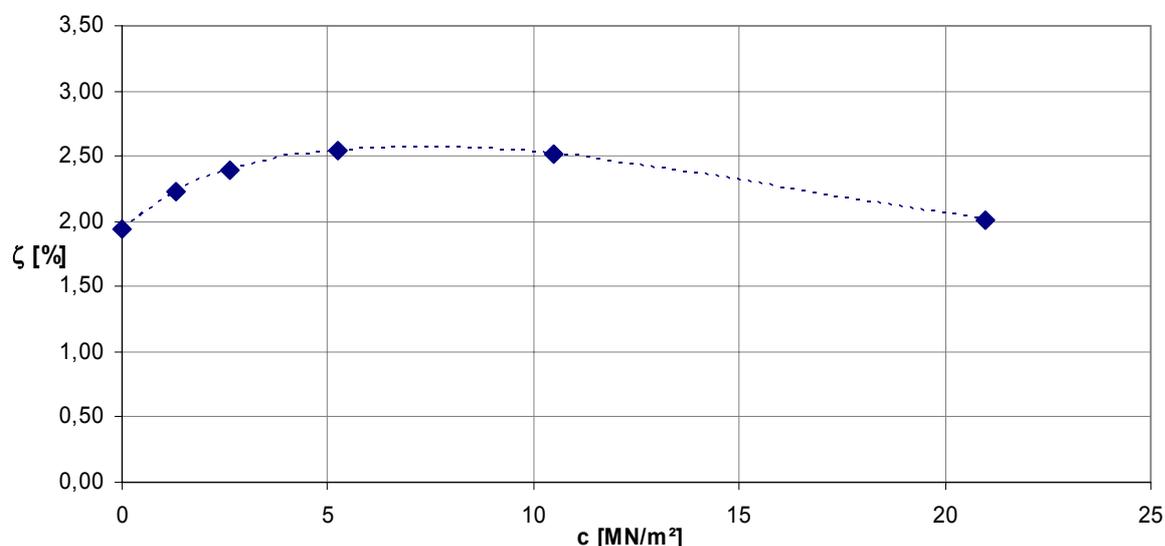


Bild 8.4 Dämpfung inkl. Reibung bei veränderlicher Fugensteifigkeit (Stabdübel), nach [bergmaier 2003]

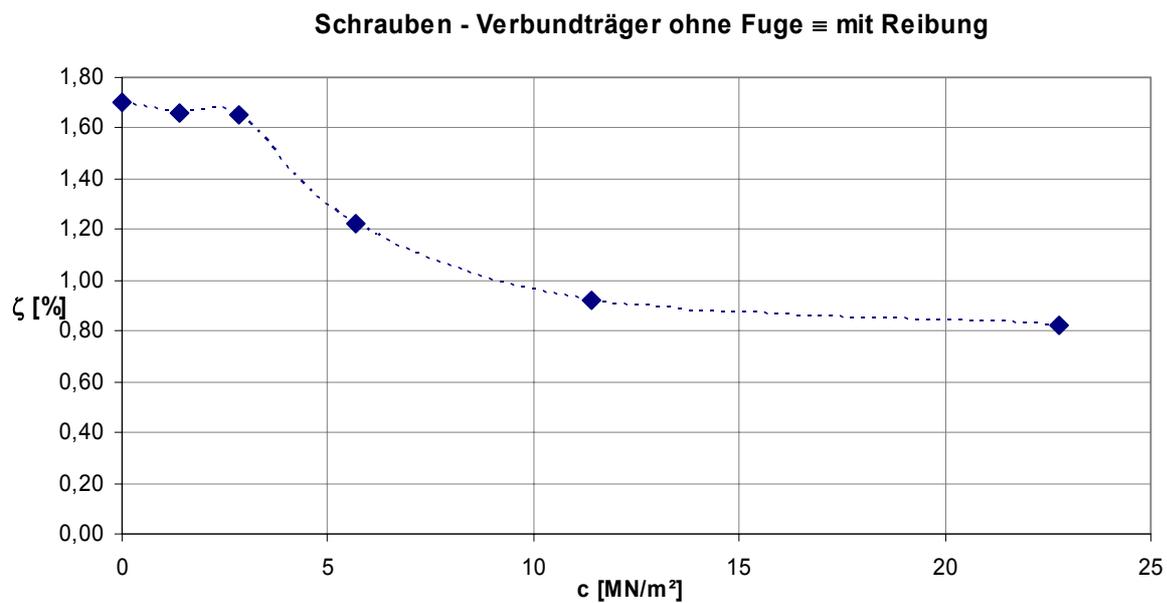


Bild 8.5 Dämpfung inkl. Reibung bei veränderlicher Fugensteifigkeit (Schrauben), nach [bergmaier 2003]

8.2.2 Dämpfungsverhalten von innerer und äußerer Reibung

Ein weiteres Ergebnis aus den Versuchen kann aus der Form der Abklingkurven gewonnen werden.

In Kapitel 5 wurde innerhalb der inneren Dämpfung zwischen innerer und äußerer Reibung unterschieden. Unter innere Reibung fallen die Materialreibung und die elastische Verformung, unter äußere

Reibung die Lagerbedingungen und die Reibung zwischen den Trägern. Die Hüllkurve der Abklingkurve bei überwiegend innerer Reibung verläuft logarithmisch, die bei überwiegend äußerer Reibung linear.

Bild 8.6 zeigt ein Beispiel für überwiegend innere Reibung mit elastischer Verformung bei der Lochleibung der Stabdübelverbindungen.

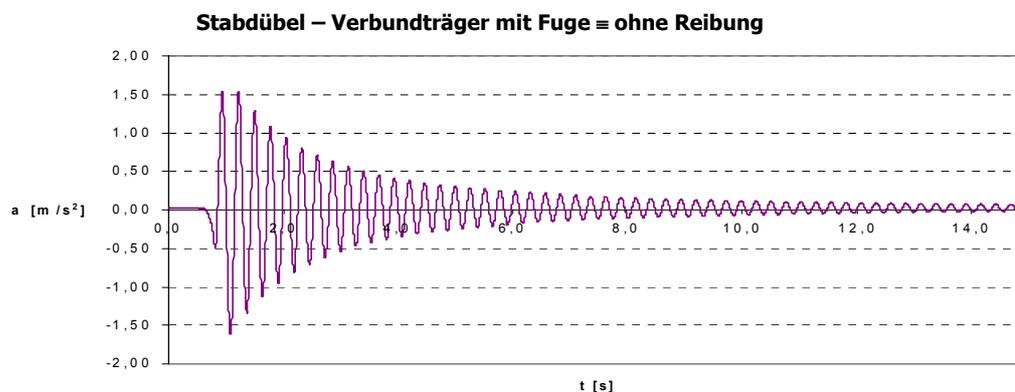


Bild 8.6 Abklingkurve für 2 Stabdübel pro Reihe, $e = 0,328$ m, mit Fuge, d.h. ohne Reibung.
 $f = 3,76$ Hz, $\zeta = 2,15$ %, aus [bergmaier 2003]

Bei den lose aufeinander gelegten Trägern kann, je nachdem ob eine Fuge eingebaut wurde oder nicht, der Zuwachs der äußeren Reibung beobachtet werden. Bild 8.7 zeigt die Abklingkurve lose aufeinander gelegter Träger mit Fuge, d.h. ohne Reibung zwischen den Trägern, Bild 8.8 zeigt lose aufeinander gelegte Träger ohne Fuge, d.h. mit Reibung. Hier ist wegen der zusätzlichen Reibung ein schnelleres Abklingen zu beobachten und wegen der überwiegend äußeren Reibung ein linear fallender Verlauf der Abklingkurven.

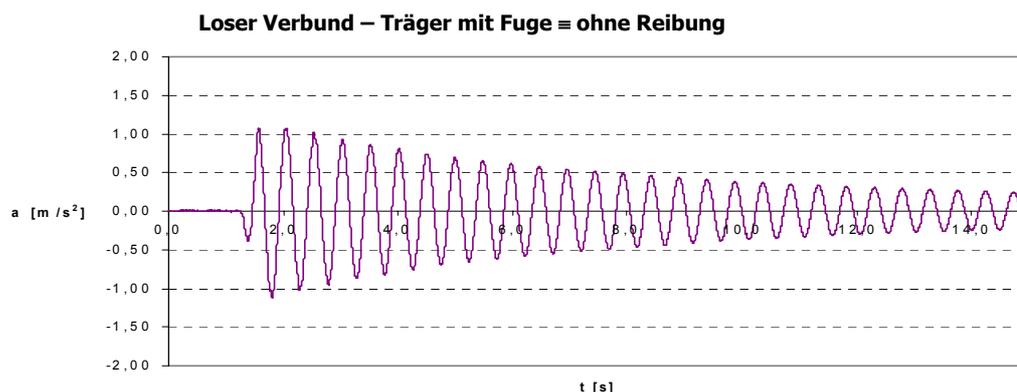


Bild 8.7 Abklingkurve lose aufeinander gelegte Träger, mit Fuge, d.h. ohne Reibung.

$$f = 2,05 \text{ Hz}, \zeta = 0,88 \%, \text{ aus [bergmaier 2003]}$$

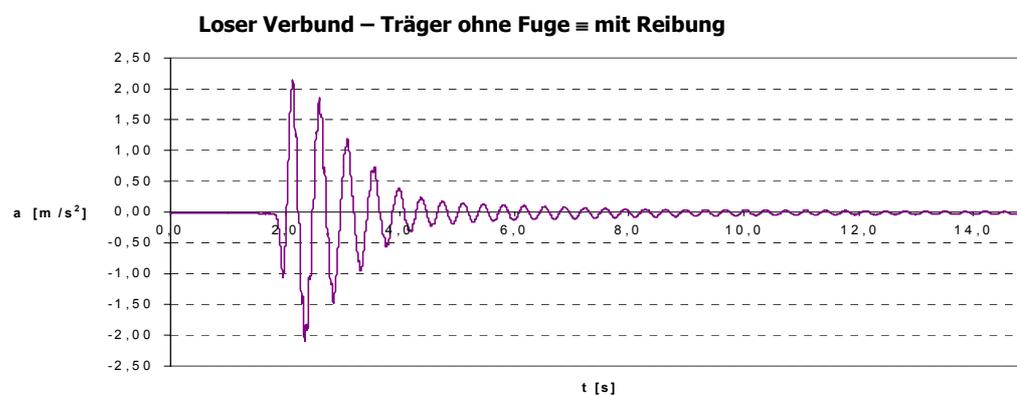


Bild 8.8 Abklingkurve lose aufeinander gelegte Träger, ohne Fuge, d.h. mit Reibung.

$$f = 2,17 \text{ Hz}, \zeta = 1,94 \%, \text{ aus [bergmaier 2003]}$$

Zusammenfassend wird festgestellt, dass der Anteil der Verbindungsmittel an der Dämpfung stark schwankt je nach Art, Beanspruchung und Anzahl der Verbindungsmittel. Deswegen ist es schwer, allgemein gültige Aussagen für die Dämpfung in Abhängigkeit von den Verbindungsmitteln zu treffen. Dämpfungswerte für die gesamte Tragstruktur, z. B. für die ganze Fußgängerbrücke, werden deshalb vorgezogen (vgl. Kapitel 7).

9 Messungen mit Fußgängern

9.1 Messungen an Fußgängerbrücken aus Holz

Zusätzlich zu den Sprungversuchen und den Versuchen mit dem Schwingungserreger werden die Brücken durch darüber gehende oder laufende Fußgänger angeregt. In dieser Arbeit sind alle Brücken aufgeführt, bei denen es möglich war, sie in Resonanz zu überqueren. Bedingung dafür ist, dass die Eigenfrequenz nicht zu hoch ist (kleiner 4,2 Hz). Anderenfalls musste die Schrittfrequenz gleich der halben Eigenfrequenz gewählt werden. Beispiele hierfür sind aber wegen der schlechteren Vergleichbarkeit nicht aufgeführt.

Die Versuchspersonen waren zwischen 70 und 80 kg schwer.

Einen typischen Messschrieb für Überqueren der Brücken in Resonanz zeigt Bild 9.1. Die Brücke in München über die Isar hat eine Eigenfrequenz von 2,0 Hz. Trotz der niedrigen Schrittfrequenz wurde hier gelaufen, nicht gegangen. Weil die Brücke mit ca. 70 m relativ lang ist, und die Schrittfrequenz eher gering, wurde zum Überschreiten die gesamte Messzeit von 40 Sekunden beansprucht.

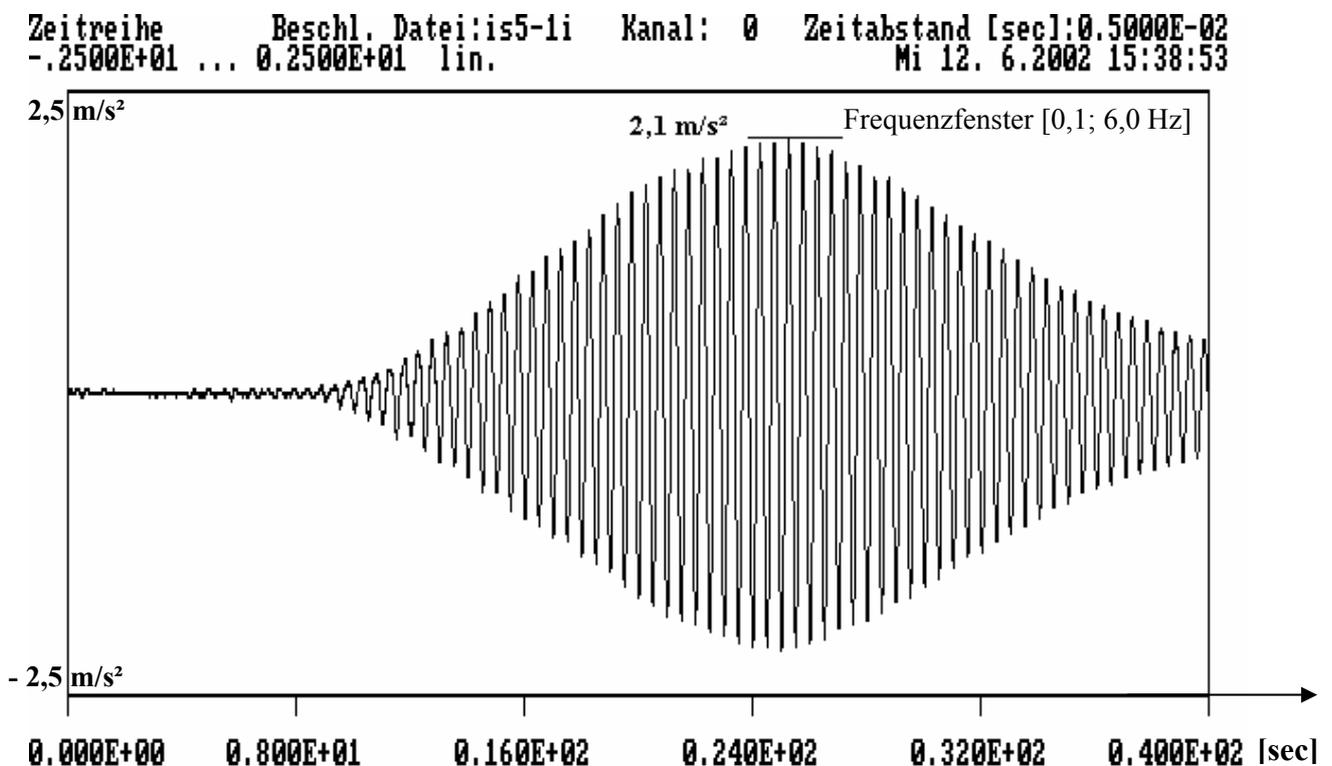


Bild 9.1 Zeitschrieb Beschleunigung Laufen mit 2,0 Hz, 1 Person, K0. Brücke München über die Isar

Bei kürzeren Brücken mit höherer Eigen- und folglich Schrittfrequenz ist in den 40 Sekunden ein Hin- und Zurücklaufen möglich. Der Messschrieb sieht dann folgendermaßen aus (vgl. Bild 9.2). Das Bild

zeigt die Messung der Brücke bei Moosinning für zweimaliges Überqueren in Resonanz, d.h. mit einer Schrittfrequenz von 2,88 Hz.

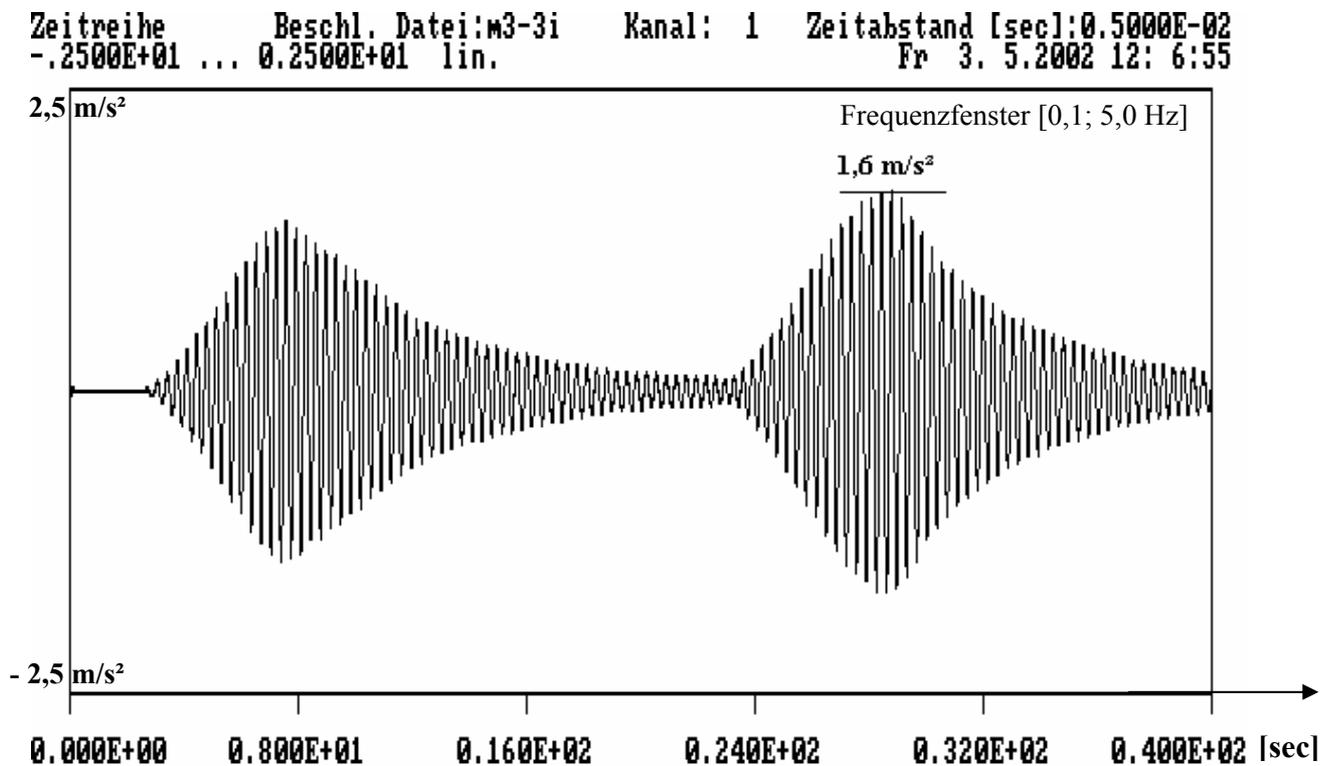


Bild 9.2 Zeitschrieb Beschleunigung: Laufen 1 Person mit 2,88 Hz, K1. Brücke Moosinning

Die Messschriebe zu den weiteren Brücken sind im Anhang A2 dargestellt. An dieser Stelle werden die Maximalwerte für das Überqueren der einzelnen Brücken zusammengefasst, vgl. Tab. 9.1. Außerdem werden die gemessenen Werte mit den berechneten Werten verglichen. Dabei wird die Einwirkung durch den Fußgänger nach den beiden, in Kapitel 4 beschriebenen Verfahren, „Bachmann“ und „Petersen“ berechnet.

Zur Erinnerung: Bachmann unterscheidet zwischen Gehen und Laufen und hat für beide Lastfälle unterschiedliche Fourierkoeffizienten bestimmt (vgl. Gl. (4.2), (4.3) und Tab. 4.1).

Da in den Beispielen die Schrittfrequenz gleich der Eigenfrequenz ist, wird in Resonanz zur ersten Harmonischen angeregt. Deswegen ist nur der Fourierkoeffizient zum ersten harmonischen Anteil interessant. Die Gleichung für die maximale Amplitude der Kraft F_1 lautet dann

$$\text{für Gehen: } F_1 = 0,4 \cdot 700 = 280 \text{ N}$$

$$\text{und für Laufen: } F_1 = 1,3 \cdot 700 = 910 \text{ N.}$$

Petersen unterscheidet weder zwischen den beiden Lastfällen noch zwischen den einzelnen harmonischen Anteilen. Er berechnet die Einwirkung in Abhängigkeit von der Schrittfrequenz, vgl. Gl. (4.4):

$$F_0 = 70 \text{ kg} \cdot (2\pi \cdot f_S)^2 \cdot 0,025 \text{ m} = 69 \cdot f_S^2 \text{ [N]}$$

Die Berechnung der resultierenden Beschleunigung erfolgt nach Gl. (3.31) für den stationären Zustand. Mit dem Vorfaktor $k = 0,75$ wird das Wandern des Lastangriffspunktes berücksichtigt (vgl. Kapitel 4).

$$\ddot{w} = a(\text{berechnet}) = \frac{0,75 \cdot F_{0/1}}{M^*} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \tag{9.1}$$

Der ebenfalls in Kapitel 4 bestimmte Faktor zur Berücksichtigung des statischen Systems findet hier nur bei der Dreifeldträger- Brücke in Erlangen Anwendung, da bei den sonstigen untersuchten Durchlaufsystemen stets ein Gerbergelenk vorhanden ist, so dass der eingehängte Brückenteil näherungsweise wie ein Einfeldträger betrachtet wird.

Für die generalisierte Masse M^* wird nicht die nach der Massenermittlung eingesetzt, sondern, wenn vorhanden, die aus dem Vergleich der gemessenen und berechneten Resonanzkurve korrigierte Masse. Nach Einschätzung der Verfasserin ist dieser Wert genauer. Für die Dämpfung ζ wird der Wert eingesetzt, der sich aus dem Ausschwingen nach Anregung mit dem Schwingungserreger in Resonanz berechnet. Die Schrittfrequenz, die Dämpfung und die generalisierte Masse sind für jede Brücke angegeben.

Berechnung: Lastansatz nach "Bachmann"		f Schritt	D (Ausschw.)	M *	F1 (Laufen bzw. (Gehen)	a (berechnet)	a (gemessen)	a (berechnet) / a (gemessen)
Biegeträger- Brücken:	Thalhofen	3.900 Hz	1.22%	18000 kg	910.0 N	1.55 m/s ²	0.75 m/s ²	2.07
	Weikersheim "Nachtigallsteg"	4.000 Hz	1.19%	5200 kg	910.0 N	5.51 m/s ²	1.90 m/s ²	2.90
	Erlangen, $\ell_r/\ell=0,5, k_a=1$	3.900 Hz	aus EC5: 1.00%	14000 kg	910.0 N	2.44 m/s ²	1.30 m/s ²	1.88
Blockverleimte Biegeträger- Brücken:	Degerloch (Gerbergelenk)	3.310 Hz	3.37%	13000 kg	910.0 N	0.78 m/s ²	0.74 m/s ²	1.05
	Uttenreuth	2.400 Hz	1.72%	16500 kg	910.0 N	1.20 m/s ²	1.30 m/s ²	0.92
	Weikersheim "Heiliges Wöhr"	2.760 Hz	1.70%	14000 kg	910.0 N	1.43 m/s ²	1.20 m/s ²	1.19
Fachwerk- Brücken:	Bad Cannstatt	3.360 Hz	0.75%	36000 kg	910.0 N	1.26 m/s ²	0.90 m/s ²	1.40
	Remseck "Neckar"	1.830 Hz	0.70%	68000 kg	*G* 280.0 N	0.22 m/s ²	*G* 0.18 m/s ²	1.23
	Remseck "Neckar"	1.830 Hz	0.70%	68000 kg	910.0 N	0.72 m/s ²	0.49 m/s ²	1.46
	Remseck "Rems"	3.500 Hz	0.87%	40000 kg	910.0 N	0.98 m/s ²	0.88 m/s ²	1.11
	Saalach "ohne Dämpfer"	2.400 Hz	0.89%	60000 kg	*G* 280.0 N	0.20 m/s ²	*G* 0.25 m/s ²	0.79
	Saalach "mit Dämpfer"	2.170 Hz	3.50%	60000 kg	910.0 N	0.16 m/s ²	0.10 m/s ²	1.63
	Traunreuth	4.000 Hz	aus EC5: 1.50%	19000 kg	910.0 N	1.20 m/s ²	1.50 m/s ²	0.80
	Pylon- Brücken:	Dachau	3.030 Hz	1.41%	18000 kg	910.0 N	1.34 m/s ²	0.65 m/s ²
Pylon- Brücken:	Freyung	4.150 Hz	0.99%	16500 kg	910.0 N	2.09 m/s ²	1.00 m/s ²	2.09
	Reichenbach (Gerbergelenk)	1.960 Hz	1.13%	40000 kg	*G* 280.0 N	0.23 m/s ²	*G* 0.25 m/s ²	0.93
	Reichenbach (Gerbergelenk)	1.960 Hz	1.13%	40000 kg	910.0 N	0.75 m/s ²	0.76 m/s ²	0.99
	Oberesslingen (Gerbergelenk)	2.745 Hz	0.42%	33000 kg	910.0 N	2.46 m/s ²	1.45 m/s ²	1.70
	Wernau (Gerbergelenk)	2.730 Hz	0.23%	60000 kg	910.0 N	2.47 m/s ²	0.90 m/s ²	2.75
	München "Isar" (Gerbergelenk)	2.000 Hz	0.84%	14500 kg	910.0 N	2.80 m/s ²	2.10 m/s ²	1.33
	Unterspannte Brücken:	Horb/Ihlingen	2.585 Hz	0.97%	16000 kg	910.0 N	2.20 m/s ²	1.70 m/s ²
Moosinning	2.880 Hz	0.95%	10500 kg	910.0 N	3.42 m/s ²	1.60 m/s ²	2.14	
Berechnung: Lastansatz nach "Petersen"		f Schritt	D (Ausschw.)	M *	F (Petersen)	a (berechnet)	a (gemessen)	a (berechnet) / a (gemessen)
Biegeträger- Brücken:	Thalhofen	3.900 Hz	1.22%	18000 kg	1049.8 N	1.79 m/s ²	0.75 m/s ²	2.39
	Weikersheim "Nachtigallsteg"	4.000 Hz	1.19%	5200 kg	1104.3 N	6.69 m/s ²	1.90 m/s ²	3.52
	Erlangen, $\ell_r/\ell=0,5, k_a=1$	3.900 Hz	aus EC5: 1.00%	14000 kg	1049.8 N	2.81 m/s ²	1.30 m/s ²	2.16
Blockverleimte Biegeträger- Brücken:	Degerloch (Gerbergelenk)	3.310 Hz	3.37%	13000 kg	756.2 N	0.65 m/s ²	0.74 m/s ²	0.87
	Uttenreuth	2.400 Hz	1.72%	16500 kg	397.5 N	0.53 m/s ²	1.30 m/s ²	0.40
	Weikersheim "Heiliges Wöhr"	2.760 Hz	1.70%	14000 kg	525.7 N	0.83 m/s ²	1.20 m/s ²	0.69
Fachwerk- Brücken:	Bad Cannstatt	3.360 Hz	0.75%	36000 kg	779.2 N	1.08 m/s ²	0.90 m/s ²	1.20
	Remseck "Neckar"	1.830 Hz	0.70%	68000 kg	231.1 N	0.18 m/s ²	*G* 0.18 m/s ²	1.01
	Remseck "Neckar"	1.830 Hz	0.70%	68000 kg	231.1 N	0.18 m/s ²	0.49 m/s ²	0.37
	Remseck "Rems"	3.500 Hz	0.87%	40000 kg	845.5 N	0.91 m/s ²	0.88 m/s ²	1.04
	Saalach "ohne Dämpfer"	2.400 Hz	0.89%	60000 kg	397.5 N	0.28 m/s ²	*G* 0.25 m/s ²	1.12
	Saalach "mit Dämpfer"	2.170 Hz	3.50%	60000 kg	325.0 N	0.06 m/s ²	0.10 m/s ²	0.58
	Traunreuth	4.000 Hz	aus EC5: 1.50%	19000 kg	1104.3 N	1.45 m/s ²	1.50 m/s ²	0.97
	Pylon- Brücken:	Dachau	3.030 Hz	1.41%	18000 kg	633.6 N	0.94 m/s ²	0.65 m/s ²
Pylon- Brücken:	Freyung	4.150 Hz	0.99%	16500 kg	1188.6 N	2.73 m/s ²	1.00 m/s ²	2.73
	Reichenbach (Gerbergelenk)	1.960 Hz	1.13%	40000 kg	265.1 N	0.22 m/s ²	*G* 0.25 m/s ²	0.88
	Reichenbach (Gerbergelenk)	1.960 Hz	1.13%	40000 kg	265.1 N	0.22 m/s ²	0.76 m/s ²	0.29
	Oberesslingen (Gerbergelenk)	2.745 Hz	0.42%	33000 kg	520.0 N	1.41 m/s ²	1.45 m/s ²	0.97
	Wernau (Gerbergelenk)	2.730 Hz	0.23%	60000 kg	514.4 N	1.40 m/s ²	0.90 m/s ²	1.55
	München "Isar" (Gerbergelenk)	2.000 Hz	0.84%	14500 kg	276.1 N	0.85 m/s ²	2.10 m/s ²	0.40
	Unterspannte Brücken:	Horb/Ihlingen	2.585 Hz	0.97%	16000 kg	461.2 N	1.11 m/s ²	1.70 m/s ²
Moosinning	2.880 Hz	0.95%	10500 kg	572.5 N	2.15 m/s ²	1.60 m/s ²	1.35	

Tabelle 9.1 Zusammenstellung der Messergebnisse und Vergleich mit den Berechnungen

Das Ergebnis dieser Zusammenstellung ist Folgendes:

Die nach Bachmann berechneten Kräfte führen zu Beschleunigungen, die in den meisten Fällen größer sind als die gemessenen. Ausnahmen sind die blockverleimten Brücken in Uttenreuth und Reichenbach, sowie die Fachwerk- Brücken in Traunreuth und in Ainring über die Saalach. Bei den beiden erst genannten Brücken ergeben die Berechnungen 92 % bzw. 93 und 99 % der gemessenen Werte. Diese Abweichung wird im Rahmen der Messgenauigkeit und in Anbetracht der Tatsache, dass die Einwirkung durch Menschen geschieht und deswegen nicht reproduzierbar ist, eher als Bestätigung der Berechnung gesehen. Bei den beiden Fachwerk- Brücken ist das Verhältnis von Berechnung zu Messung 80 %. Die Abweichung ist zwar größer, kann aber mit den eben aufgeführten Gründen erklärt werden.

Bei der Brücke in Traunreuth ist, mangels der Resonanzkurve, die Dämpfung nach jetzigem Stand des Eurocodes 5 zu 1,5 % gesetzt worden. Bei Verwendung des in dieser Arbeit empfohlenen Wertes von $\zeta = 0,8 \%$ ergibt sich ein Verhältnis von gerechneter zu gemessener Beschleunigung von 1,5.

Bei den folgenden Brücken wurden mehr als zweimal so hohe Werte berechnet als gemessen: Die BSH-Einfeldträger- Brücken in Thalhofen und der „Nachtigallsteg“ in Weikersheim, die Pylon- Brücken in Dachau, Freyung und Wernau und die unterspannte Brücke in Moosinning. Wie ist das zu erklären?

Die BSH- Einfeldträger und die Brücke in Freyung haben jeweils eine Eigenfrequenz von ca. 4 Hz. Je nach Konstitution des Läufers wird die relative hohe Schrittfrequenz evtl. nicht immer genau getroffen. Das führt gemäß dem Verlauf der Vergrößerungsfunktion zu deutlich kleineren, messbaren Beschleunigungswerten.

Ein möglicher Grund, weshalb die Messungen an den Pylon- Brücken in Dachau und Freyung geringere Beschleunigungen ergaben als berechnet, ist das statische System. Durch die Abspannung entsteht ein nachgiebiges Zwischenlager. Wählt man den Faktor k_a für Zweifeldträger nach Kapitel 4 zu 0,6, verbessert sich das Verhältnis bei beiden Brücken auf ca. 1,2. Allerdings ist der Wert von 0,6 zu günstig, d.h. zu unsicher, da die Stützweiten nicht gleich groß sind und die Zwischenlager nachgiebig sind.

Der Faktor k_a kann auch bei der Brücke in Moosinning verwendet werden. Diese Brücke besteht aus zwei unterspannten Trägern, wobei die Pfosten der Unterspannung als nachgiebiges Zwischenlager angesehen werden können. Das System wird dann als Dreifeldträger mit einem Stützweitenverhältnis von 0,85 und dem Faktor $k_a = 0,5$ betrachtet, allerdings auch hier wieder mit nachgiebigen Lagern.

Die Brücke in Wernau hat eine sehr geringe Dämpfung. Wie in den Kapiteln 3 und 4 gezeigt wird, nimmt die benötigte Einwirkungszeit bis zum Erreichen des stationären Zustands mit abnehmender Dämpfung zu. Nach Gl. (3.33) lautet der Faktor für den Einschwingvorgang $\left(1 - e^{-\zeta \cdot 2\pi \cdot f_s \cdot t}\right)$. Bei einer Dämpfung $\zeta = 0,32 \%$ und einer Schrittfrequenz von 2,73 Hz werden 55 Sekunden benötigt, bis der stationäre Zustand erreicht wird – angenommen dieser ist erreicht, sobald die Eigenschwingung zu 95 % heraus gedämpft worden sind. Wie im Anhang gesehen werden kann, war der Läufer nur 35 Sekunden abzüglich der Zeit zum Wenden auf der Brücke. Der stationäre Zustand war somit noch nicht erreicht.

Ein weiteres Ergebnis der Untersuchungen mit den Fußgängern ist, dass die Lastansätze nach Bachmann treffender sind als die nach Petersen. Dadurch, dass Petersen nicht unterscheidet zwischen Gehen und Laufen, ergeben sich beim Laufen mit eher geringen Frequenzen (zwischen 2,5 und 3,5 Hz) zu geringe Kräfte. Das Modell nach Bachmann ist daher für genauere Berechnungen zu bevorzugen.

Im Bild 9.3 ist der Zusammenhang zwischen berechneten und gemessenen Beschleunigungen dargestellt. Die schwarze Linie ist die „Ideallinie“, d.h. die Ergebnisse von Berechnung und Messung sind identisch. Die Datenpunkte unterhalb der Linie deuten auf eine unsichere Berechnung hin, je weiter die Datenpunkte über der Linie liegen, umso konservativer wird die Berechnung. Wie schon angedeutet, liegen die Ergebnisse nach Petersen häufiger auf der unsicheren Seite.

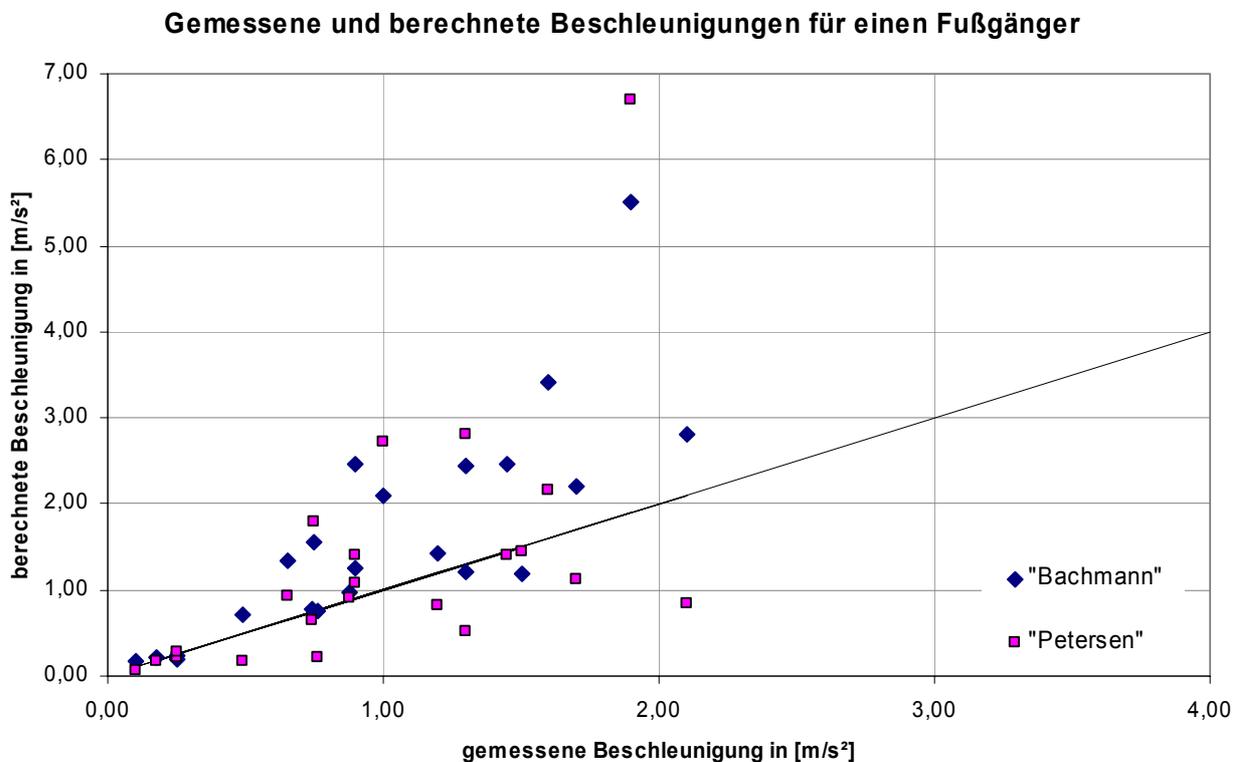


Bild 9.3 Vergleich der gemessenen und nach den Lastmodellen von Bachmann und Petersen berechneten Beschleunigungen

9.2 Messungen bei Anregung der zweiten Eigenform

Bild 9.4 zeigt die Brücke in Forchheim über den Main-Donau-Kanal. Sie ist eine Pylon-Brücke aus Stahl mit insgesamt ca. 120 m Spannweite. Die beiden Hauptträger sind Fachwerkträger, der Gehbelag besteht aus Holzbohlen, die Masse je Längeneinheit beträgt 800 kg/m. Die Eigenfrequenzen liegen bei 1,2 Hz für die erste, bei 2,9 Hz für die zweite vertikale Eigenform, vgl. Bild 9.5. Die Besonderheit an

dieser Brücke ist die Tatsache, dass sie sich auch deutlich in der zweiten vertikalen Eigenform anregen lässt. Sehr anschaulich zeigt das folgender Versuch: Acht Personen gehen mit Taktgeber im Gleichschritt über die Brücke und zwar mit Schrittfrequenzen zwischen 0,8 Hz und 3,0 Hz. Die Beschleunigung wird beim ersten (K1) und dritten Hänger (K0) (vgl. Bilder 9.4 und 9.5) in vertikaler Richtung gemessen. Die Ergebnisse zeigt die „Resonanzkurve“ in Bild 9.6.

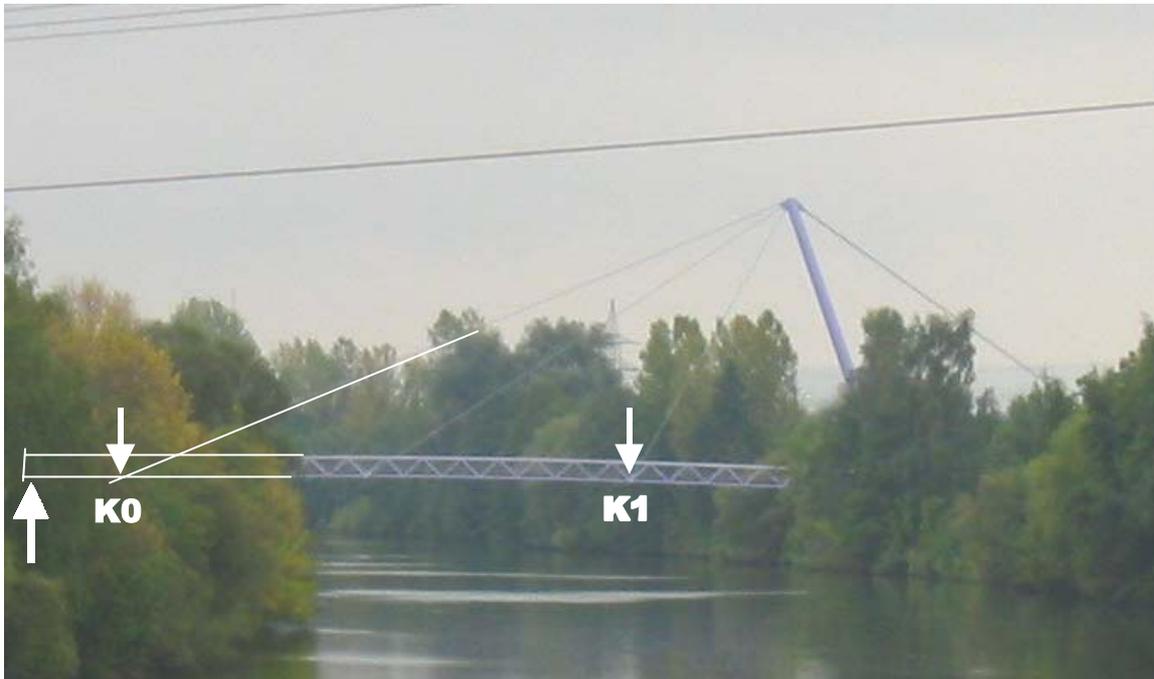


Bild 9.4 Fußgängerbrücke über den Main-Donau-Kanal bei Forchheim

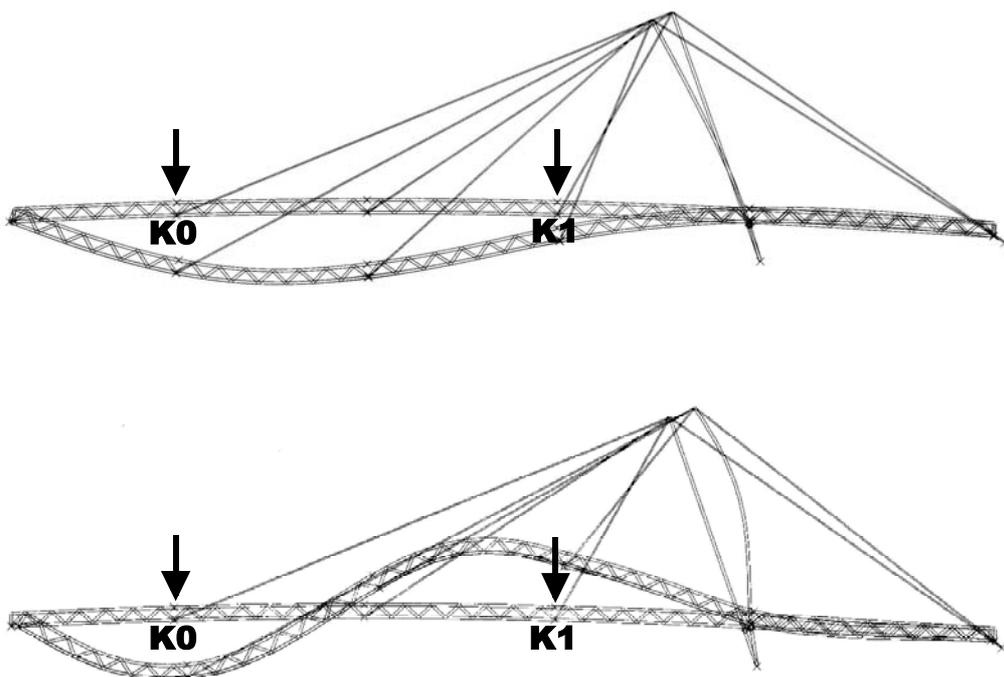


Bild 9.5 Erste und zweite vertikale Eigenform. Brücke Forchheim

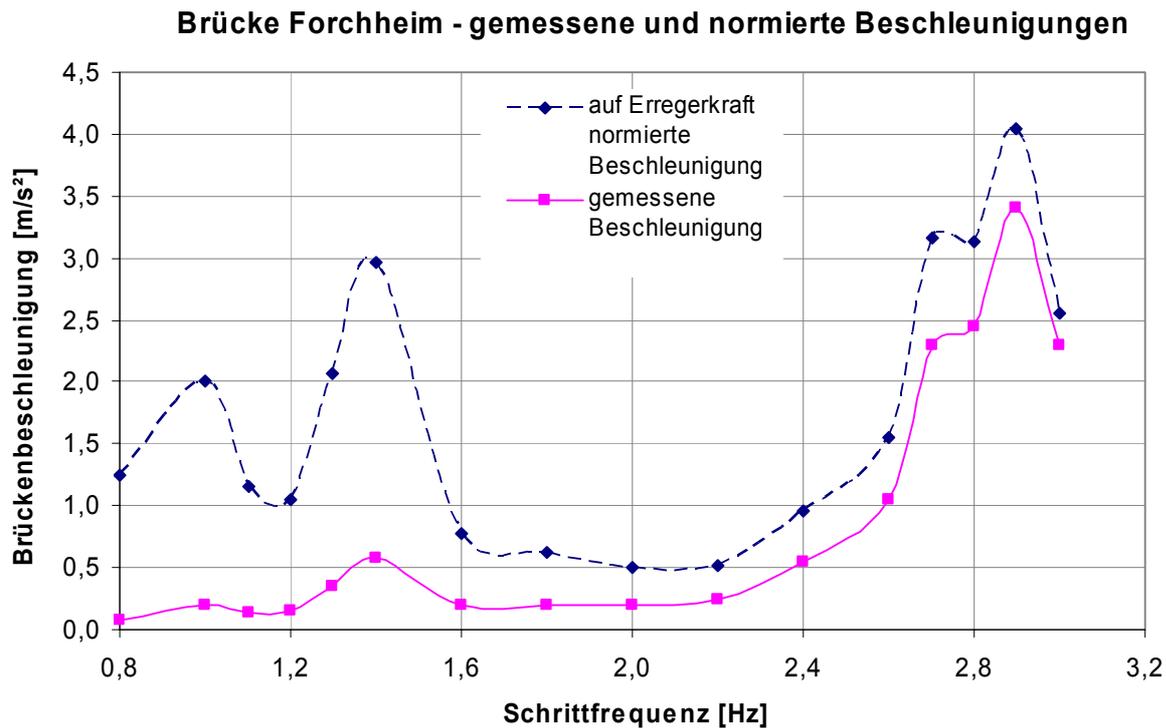


Bild 9.6 „Resonanzkurve“ der Beschleunigung beim Überqueren der Brücke durch 8 Personen

Bild 9.6 zeigt zwei Kurven: Die durchgezogene Linie ist die tatsächlich gemessene Brückenbeschleunigung. Sie weist ein Maximum bei 2,9 Hz auf. Die Beschleunigung ist aber linear zur Erregerkraft, diese wiederum ist linear zum Quadrat der Schrittfrequenz (vgl. Gleichung (4.4)). Deswegen wird die Beschleunigung durch das Quadrat der Schrittfrequenz dividiert (und zur besseren Darstellung mit dem Faktor 10 multipliziert), siehe die gestrichelte Linie in Bild 9.6. Diese zweite Linie hat nun zwei in etwa gleich stark ausgeprägte Maxima, das erste bei 1,4 Hz, das zweite bei 2,9 Hz. Wird berücksichtigt, dass die Aufnehmer zwar im maximalen Ausschlag der zweiten, nicht aber der ersten Eigenform platziert waren, kommt man zu der Aussage, dass die Amplituden der ersten und zweiten Eigenform in Resonanz und bei gleicher Erregerkraft etwa gleich groß sind.

Diese Brücke ist die einzige im Rahmen dieser Arbeit, bei der die zweite Eigenform so deutlich angeregt werden konnte.

Als Schlussfolgerung wird festgestellt, dass es nicht genügt, nur die erste vertikale Eigenform zu untersuchen. Es ist erforderlich, alle Eigenfrequenzen unter 5,0 Hz im Schwingungsnachweis zu berücksichtigen (vgl. Tab. 4.1 und Kap. 10).

10 Berechnungsvorschlag für die Brückenbeschleunigung infolge eines Fußgängers

Der erste Schritt einer Schwingungsuntersuchung ist die Berechnung der Eigenfrequenz zur ersten und zweiten vertikalen Biege- Eigenform der Brücke. Sind diese Frequenzen größer als 5 Hz, so ist kein weiterer Nachweis erforderlich.

Sind eine oder mehrere Eigenfrequenzen kleiner oder gleich 5 Hz, so sind die Beschleunigungen infolge eines Passanten, einer Fußgängergruppe und evtl. eines Fußgängerstroms zu ermitteln und nachzuweisen. Auf der Grundlage der Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wird ein Vorschlag zur Berechnung der vertikalen Brückenbeschleunigung infolge eines Fußgängers aufgeführt. Die Ansätze für weiterführende Berechnungen für die Fußgängergruppe und den Fußgängerstrom sind dem Eurocode 5, Teil 2 entnommen.

Für Eigenfrequenzen zwischen 1,5 und 2,5 Hz kann davon ausgegangen werden, dass in Resonanz mit der ersten Harmonischen des Lastfalls Gehen angeregt wird (vgl. Kap. 4). Die Kraft wird dann wie folgt ermittelt:

$$F_1 = 0,4 \cdot 700 = 280 \text{ N} \quad (10.1)$$

Bei Eigenfrequenzen zwischen 2,5 und 4,0 Hz kann die Brücke in Resonanz mit dem ersten harmonischen Anteil des Lastfalls Laufen mit folgender Kraft angeregt werden.

$$F_1 = 1,3 \cdot 700 = 910 \text{ N} \quad (10.2)$$

Bei Eigenfrequenzen zwischen 2,5 und 5,0 Hz besteht Resonanz mit dem zweiten harmonischen Anteil des Lastfalls Gehen. Die entsprechende Kraft lautet wie folgt:

$$F_2 = 0,2 \cdot 700 = 140 \text{ N} \quad (10.3)$$

Es müssen nicht mehrere Kräfte gleichzeitig angesetzt werden, d.h. dass zwischen 2,5 und 4,0 Hz Gleichung (10.2) maßgebend ist, und nur zwischen 4,0 und 5,0 Hz Gleichung (10.3) zum Tragen kommt. Die zweite Harmonische des Lastfalls Laufen kommt hier nicht in Betracht, da Laufen mit einer Schrittfrequenz unter 2,5 Hz so gut wie nicht vorkommt und folglich die zweifache Schrittfrequenz größer als 5,0 Hz ist.

In Bild 10.1 ist die Zuordnung der Kräfte zu den Frequenzen grafisch dargestellt [kreuzinger 2002].

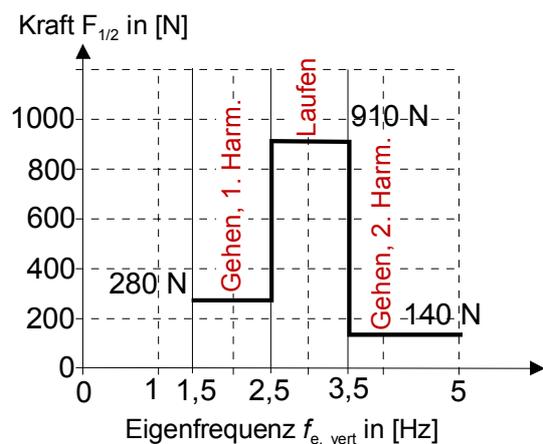


Bild 10.1 Ansatz der Kraft je nach Eigenfrequenz der Brücke

Die vertikale Brückenbeschleunigung kann nach Gleichung (10.4) berechnet werden:

$$\ddot{w} = k_a \cdot \frac{0,75 \cdot F_{1/2}}{M^*} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \quad (10.4)$$

M^* ist die generalisierte Masse in [kg]. Für Einfeldträger wird sie nach Gleichung (3.42) berechnet:

$$M^* = \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot \ell, \text{ mit } \mu \text{ der Masse der Brücke je Längeneinheit [kg/m] und } \ell \text{ der Spannweite in [m].}$$

Für Mehrfeldträger kann die vertikale Brückenbeschleunigung auch nach Gleichung (10.4) berechnet werden, wenn für die Ermittlung der generalisierten Masse die Länge des Mittelfeldes eingesetzt wird und die Durchlaufwirkung mit dem Faktor k_a nach Tabelle 10.2 (vgl. Tabelle 4.8) berücksichtigt wird.

Brückensystem	k_a - Faktor	
	1,0	
	0,6	
	für $\ell_1 / \ell = 1,0$	0,5
	für $\ell_1 / \ell = 0,8$	0,8
	für $\ell_1 / \ell \leq 0,6$	1,0

Tabelle 10.1 k_a - Faktoren für unterschiedliche Tragsysteme nach [liessel 2000]

ζ ist die Dämpfungskonstante des gesamten Tragwerks. In dieser Arbeit wurden die Dämpfungskonstanten an Fußgängerbrücken aus Holz und BSH- Trägern untersucht. Auf Grundlage der Versuche werden folgende Werte für die Dämpfung angegeben (vgl. Tabelle 10.2).

Tragsystem	Lehr'sches Dämpfungsmaß
BSH- Träger:	0.50%
Biegeträger- Brücken aus BSH- oder blockverleimten Trägern:	1.20%
Fachwerk- Brücken:	0.80%
Pylon- Brücken mit kurzen Seilen:	1.00%
Pylon- Brücken mit langen Seilen:	0.30%
Unterspannte Brücken:	0.90%
Bei Gussasphaltbelag:	zusätzlich 0,30 %

Tabelle 10.2 Vorschläge für Dämpfungskonstanten von Tragsystemen aus Holz, abgeleitet aus den Versuchen, vgl. Kapitel 7

Der Einfluss mehrerer Fußgänger, die in einer Gruppe über die Brücke gehen oder laufen, ist in dieser Arbeit nicht untersucht worden. Bild 10.2 gibt sinngemäß, jedoch leicht modifiziert die Ergebnisse aus [grundmann 1993] und dem Eurocode 5, Teil 2 wieder. Danach ist die Beschleunigung \ddot{w} nach Gleichung (10.4) mit dem Faktor $k_{\text{vert},f}$ zu multiplizieren, der sich in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz nach Bild 10.2 ablesen lässt. Der Hintergrund ist, dass sich die Passanten bei einer üblichen Schrittfrequenz, also zwischen 1,5 und 3,5 Hz mit einer Wahrscheinlichkeit von 22,5 % synchronisieren. Bei einer Gruppengröße von 13 Personen erhält man für diesen Frequenzbereich einen Erhöhungsfaktor von Einzelfußgänger zu Gruppe von 3.

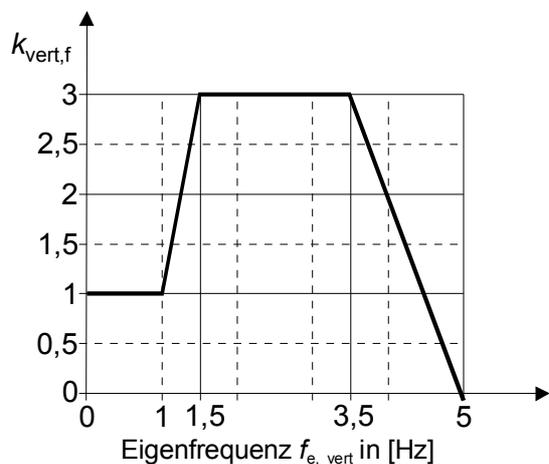


Bild 10.2 Faktor $k_{\text{vert},f}$ in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz

Muss aufgrund der besonderen Lage der Brücke, z.B. in einer Großstadt oder in der Nähe eines Sportstadions davon ausgegangen werden, dass sich auch Fußgängerströme auf der Brücke befinden, so können diese, wiederum nach [grundmann 1993] und Eurocode 5, Teil 2 wie folgt berechnet werden. Die Einwirkung pro Fläche der Brücke kann nach Gleichung (10.5) angesetzt werden:

$$p = 0,225 \cdot \frac{k_{\text{vert},f}}{3} \cdot 0,6 \cdot F_{1/2} \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (10.5)$$

Dabei ist der Faktor 0,6 das Maß für die Personen je m² Brückenfläche ($b \cdot \ell_{\text{gesamt}}$) und $0,225 \cdot f_{\text{vert},f} / 3$ ein Faktor zur Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung der Brückenbewegung und der Fußgänger in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz der Brücke. Die Umrechnung in eine generalisierte Last nach Gleichung (3.44) erfolgt mit dem Faktor 0,6 in Gleichung (10.6). Er berücksichtigt, dass die Last über die Brücke verteilt ist und nicht immer konzentriert an der ungünstigsten Stelle wirkt. Die Beschleunigung der Brücke aufgrund des Fußgängerstroms berechnet sich dann wie folgt:

$$\ddot{w} = k_a \cdot \frac{0,6 \cdot p \cdot b \cdot \ell_{\text{gesamt}}}{M^*} \cdot \frac{1}{2 \cdot \zeta} \quad (10.6)$$

Im Entwurf des Eurocode 5, Teil 2 (Stand Mai 2003, noch nicht veröffentlicht) wird die Berechnung für die resultierende Beschleunigung infolge Fußgängerverkehrs sinngemäß wie hier beschrieben durchgeführt. Die Darstellung weicht etwas von dieser Arbeit ab.

So wird z. B. der Faktor zur Berücksichtigung der wandernden Last (0,75) schon mit der Last für jeden harmonischen Anteil (Gl. (10.1) bis (10.3)) multipliziert und das Produkt gerundet angegeben (Gl. (10.7) bis (10.9)). Außerdem wird die Masse nicht als generalisierte Masse dargestellt, sondern als gesamte Brückenmasse. Die Berücksichtigung der unterschiedlichen statischen Systeme mit dem Faktor k_a und die Unterscheidung der unterschiedlichen statischen Systeme für die Bestimmung der Dämpfung sind nicht enthalten. Die Berechnung der Beschleunigung infolge eines Fußgängers, im Eurocode 5 mit $a_{\text{vert},1}$ bezeichnet, sieht dann wie folgt aus:

$$a_{\text{vert},1} = \frac{0,75 \cdot F_{1/2}}{M \cdot \zeta} = \frac{0,75 \cdot 280}{M \cdot \zeta} \approx \frac{200}{M \cdot \zeta} \quad \text{für } 1,5 \text{ Hz} \leq f_e \leq 2,5 \text{ Hz} \quad (10.7)$$

$$a_{\text{vert},1} = \frac{0,75 \cdot 910}{M \cdot \zeta} \approx \frac{600}{M \cdot \zeta} \quad \text{für } 2,5 \text{ Hz} \leq f_e \leq 3,5 \text{ Hz} \quad (10.8)$$

$$a_{\text{vert},1} = \frac{0,75 \cdot 140}{M \cdot \zeta} \approx \frac{100}{M \cdot \zeta} \quad \text{für } 3,5 \text{ Hz} \leq f_e \leq 5,0 \text{ Hz} \quad (10.9)$$

Der Faktor k_{vert} für die Berücksichtigung der Fußgängergruppe wird direkt mit dem Synchronisationsfaktor von 0,225 angegeben und ist dann mit der entsprechenden Gruppengröße, z. B. 13 Personen zu multiplizieren. Dies gilt sinngemäß auch für die Berücksichtigung des Fußgängerstroms.

11 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zahlreiche Schwingungsmessungen und Berechnungen an Fußgängerbrücken durchgeführt und ausgewertet. Ziel war zum einen, eine zuverlässige Aussage über die Dämpfung von Fußgängerbrücken aus Holz zu erhalten, zum anderen, den Berechnungsvorschlag für die Brückenbeschleunigung infolge eines Fußgängers durch Messungen zu bestätigen.

Die Brückenbeschleunigung ist abhängig von der einwirkenden Kraft und von den Brückeneigenschaften Eigenfrequenz, Masse, Dämpfung und statisches System. In dieser Arbeit wurde ausschließlich der Fußgänger als Einwirkung auf die Brücke berücksichtigt. Die zeitabhängigen, vertikalen Kraftverläufe für die Lastfälle Gehen und Laufen konnten der Literatur entnommen werden. Ein weiterer Aspekt in dieser Arbeit ist die örtliche Veränderung des Lastangriffspunktes. Anhand von Berechnungen mit einem Finite-Elemente Programm wurden für den Ein-, Zwei- und Dreifeldträger Korrekturfaktoren für den Ansatz der Last ermittelt.

Die Dämpfung von Fußgängerbrücken wurde experimentell bestimmt. Dabei wurde die Dämpfung sowohl mit Hilfe der Ausschwingkurven als auch mittels der Resonanzkurven ermittelt.

Zur Messung der Resonanzkurven wurde ein Schwingungserreger für die Erzeugung von harmonischen Lasten mit Erregerfrequenzen zwischen 1,0 und 4,5 Hz entworfen und konstruiert. Mit diesem Schwingungserreger wurden die Fußgängerbrücken harmonisch angeregt. Eine transiente Anregung erfolgte durch einen Sprung einer Versuchsperson.

Bei der Gegenüberstellung der gemessenen und der rechnerisch zu erwartenden Resonanzkurven wurden zwei interessante Punkte festgestellt. Erstens ist die Erregerfrequenz, bei welcher die maximalen Beschleunigungen gemessen wurden, nicht identisch mit der zuvor durch den Sprungversuch bestimmten Eigenfrequenz. In den meisten Fällen ist die so genannte Resonanzfrequenz um einige 1/100 Hz kleiner. Zweitens weicht der Verlauf der gemessenen Resonanzkurve von der berechneten in der Weise ab, dass der Anstieg der gemessenen Kurve, links von der Resonanzfrequenz flacher ist, der Abfall rechts von der Resonanzfrequenz steiler als die berechnete Kurve. Die Ursache dafür wird durch nicht-lineares Materialverhalten erklärt.

Das nicht-lineare Materialverhalten wurde anhand von Messungen an zwei BSH-Trägern untersucht und nachgewiesen. Schon ein kleiner Abfall der Steifigkeiten infolge der größeren Amplituden im Bereich der Resonanz (ca. 1,5..2,0 cm) bewirkt eine Differenz der Eigen- und Resonanzfrequenz von ca. 0,05 Hz. Diese Nicht-Linearität hat zur Folge, dass die Berechnung der Dämpfung aus den Ausschwing-

und Resonanzkurven theoretisch nicht mehr so einfach möglich ist. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass die Unterschiede in den Ausschwingkurven vernachlässigbar klein sind.

Bei den Ergebnissen der Dämpfung aus den Resonanzkurven sind die Abweichungen zwischen linearem und nicht- linearem Verhalten größer. Eine Ablesung der Dämpfung nur aus den Resonanzkurven wird deshalb nicht empfohlen. Dafür sollte eine genauere Berechnung, z. B. über die Minimierung der Summe der Abstandsquadrate beim Vergleich der gemessenen und nicht- linear berechneten Resonanzkurve durchgeführt werden.

Die Dämpfung aus den Ausschwingkurven wurde nach jeder Anregung in den unterschiedlichen Erregerfrequenzen gemessen. Werden die gemessenen Dämpfungswerte über die Erregerfrequenzen aufgetragen, so stellt man fest, dass die Dämpfung in den meisten Fällen bei Anregung in der Resonanzfrequenz ein Minimum annimmt. Dieses Minimum wird damit begründet, dass in allen anderen Fällen zusätzlich Energie durch den Übergang von der Erreger- in die Eigenfrequenz verloren geht.

Dieser Wert für die Dämpfung, der beim Ausschwingen nach Anregung der Brücke mit dem Schwingungserreger in der Resonanzfrequenz gemessen wird, wird nach den Erfahrungen in dieser Arbeit als der genaueste Wert im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit und als der maßgebende Wert für die Berechnungen angesehen.

Insgesamt wurden im Rahmen dieser Arbeit die Resonanzkurven an zwei BSH- Trägern und 17 Fußgängerbrücken aus Holz gemessen. Die Werte für die gemessene Dämpfung nach den unterschiedlichen Methoden sind in einer Tabelle zusammengestellt (Tab. Anhang A3.1). Die Brücken wurden nach ihren Tragsystemen sortiert, so dass sich jeweils ein sinnvoller Mittelwert für die Dämpfung finden ließ. Aus diesem Mittelwert konnte eine Empfehlung für die Dämpfung in Abhängigkeit vom Tragsystem angegeben werden.

Mit Kenntnis des Wertes für die Dämpfung und den Faktoren, die sich beim Überschreiten der Brücke – also beim örtlichen Verändern des Lastangriffspunktes – ergeben, lassen sich Beschleunigungswerte infolge eines Fußgängers in Resonanz berechnen.

Die mit der in dieser Arbeit angegebenen Formel berechneten Beschleunigungswerte wurden mit den gemessenen Werten verglichen. Die Übereinstimmung ist zufrieden stellend. Die Formel und die Faktoren für die wandernde Last sowie die gewonnenen Dämpfungswerte werden als Berechnungsvorschlag angegeben.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche zum Einfluss der Verbindungsmittel auf die Dämpfung brachten sehr interessante Ansätze aber noch keine zuverlässigen Angaben darüber. Deshalb sind weitere Untersuchungen in dieser Richtung wünschenswert. Außerdem sollte die Übertragbarkeit der Dämpfungswerte von den vertikalen Schwingungen auf horizontale Schwingungen überprüft werden.

12 Literatur

- Norm 1055,4 DIN 1055: Lastannahmen für Bauten, Teil 4: Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken; 8/1986
- Norm 4149,1 DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Teil 1: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten; 4/1981
- Norm 4178 DIN 4178: Glockentürme - Berechnung und Ausführung; 8/1978
- Norm EC5 ENV 1995-2: Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 2: Brücken; Deutsche Übersetzung 1997
- agrati 1994 Agrati, Stefano: Estimation of structural parameters from ambient vibration test; Master Thesis, Technical University of Denmark, 1994
- bachmann 1987 Bachmann, Hugo; Ammann, Walter: Schwingungsprobleme bei Bauwerken, Durch Menschen induzierte Schwingungen; IABSE - AIPC – IVBH, London, 1987
- bachmann 1988-bauing Bachmann, Hugo: Schwingungsprobleme bei Fußgängerbauwerken; In: Bauingenieur 63, 1988; S. 67-75
- bachmann 1988-beton Bachmann, Hugo: Praktische Bauwerksdynamik am Beispiel der menschen-erregten Schwingungen; In: Beton- und Stahlbetonbau 83, 9/1988; S. 224-250
- bachmann 2000 Bachmann, Hugo: Wenn Bauwerke schwingen - Eine lockere Betrachtung anhand von 10 Thesen; In: Bauingenieur 75, 11/2000; S. 683-693
- bachmann 2002 Bachmann, Hugo: "Lively" Footbridges - a Real Challenge; In: footbridge 2002, Proceedings of the International Conference on the Design and dynamic behaviour of footbridges, Paris, 20. - 22. November 2002, Hrsg.: AFGC and OTUA, Paris; S. 18-30
- barker 2002 Barker, Chris: Some observations on the nature of the mechanism that drives the self-excited lateral response of footbridges; In: footbridge 2002, Proceedings of the International Conference on the Design and dynamic behaviour of footbridges, Paris, 20. - 22. November 2002, Hrsg.: AFGC and OTUA, Paris; S. 74-75
- baumgärtner 1995 Baumgärtner, Werner; Geissler, K.; Waubke, H.: Updated service life evaluation of bridges through measurements . In: Extending the lifespan of structures. IABSE Symposium., San Francisco, 1995; S. 1035-1040
- baumgärtner 1998 Baumgärtner, Werner: Dauermessung an der Brücke Fischerdorf. In: Entwurf, Bau und Unterhaltung von Brücken im Donaauraum. 3. Internationale Donaubrücken-konferenz, Regensburg, 29.-30. Oktober 1998. Hrsg.: K. Zilch et.al., Springer-VDI-Verlag GmbH & Co.KG, Düsseldorf; S. 37-47

- bergmaier 2003 Bergmaier, Dierk: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2003
- bronstein 1991 Bronstein; Semendjajew: Taschenbuch der Mathematik; Verlag Nauka Moskau, B.G. Teubner Verlagsgesellschaft Stuttgart, Leipzig, Verlag Harri Deutsch Thun und Frankfurt/Main, 1991
- brownjohn 1999 Brownjohn, James M.W.: Energy dissipation in one-way slabs with human participation; In: Asia pacific vibration conference, Singapore, 12/1999
- dallard 2001 Dallard, Pat; Fitzpatrick, A.J.; Flint, A.; Le Bourva, S.; Low, A.; Ridsdill Smith, R.; Willford, M.: The London Millennium Footbridge; In: The Structural Engineer 79, 22/2001; S. 17-33
- dubbel 1995 Dubbel, Heinrich: Taschenbuch für den Maschinenbau; 18. Auflage, Hrsg.: Beitz, W., Küttner, K.-H., Springer-Verlag, Berlin, 1995
- eibl 1997 Eibl, J.; Häussler-Combe, U.: Baudynamik; In: Beton-Kalender 1997, Teil II; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997; S. 755-861
- fleischmann 2001 Fleischmann, Stephan: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2001
- fujino 1993 Fujino, Yozo; Pacheco, Benito. M.; Nakamura, Shun-Ichi; Warnitchai, Pennung: Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge; In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics 22, 1993; S. 741-758
- fujino 2002 Fujino, Yozo: Image analyses of human- induced lateral vibration of a pedestrian bridge; In: footbridge 2002, Proceedings of the International Conference on the Design and dynamic behaviour of footbridges, Paris, 20. - 22. November 2002; Hrsg.: AFGC and OTUA, Paris; S. 76
- gerold 1998 Gerold, Matthias: Dynamisch beanspruchte Holzkonstruktionen, Schwingungsberechnung und Konstruktionshinweise; In: Bautechnik 75, 8/1998; S. 509-529
- grundmann 1993 Grundmann, Harry; Kreuzinger, Heinrich; Schneider, Markus: Schwingungsuntersuchungen für Fußgängerbrücken; In: Bauingenieur 68, 1993; S. 215-225
- hamm 2002 Hamm, Patricia: Vibrations of wooden footbridges induced by pedestrians and a mechanical exciter; In: footbridge 2002, Proceedings of the International Conference on the Design and dynamic behaviour of footbridges, Paris, 20. - 22. November 2002, Hrsg.: AFGC and OTUA, Paris; S. 144-145
- jones 1981 Jones, R. T.; Pretlove, A. J.; Eyre, R.: Two case studies in the use of tuned vibration absorbers on footbridges; In: The Structural Engineer 59B, 2/1981; S. 27-32
- kreuzinger 1983 Kreuzinger, Heinrich: Harmonische Schwingungen von Tragwerken; In: Mitteilungen aus dem Institut für Bauingenieurwesen I, Einführung in die Baudynamik, Heft 9, Technische Universität München, 1983; S. 33-72

- kreuzinger 1995 Kreuzinger, Heinrich: Schwingungen von Fußgängerbrücken - Berechnung und Messung; In: Informationsdienst Holz, Holzbauwerke STEP 3, Fachverlag Holz, 1995; S. 17/1-17/16
- kreuzinger 1999 Kreuzinger, Heinrich; Hamm, P.; Mangerig, I.; Zapfe, C.: Die Schwingungen. Das Schwingungsverhalten. Die Bewertung des Schwingungsverhaltens. In: Die Brücke im Raum, Hrsg.: Deutsches Museum München, 9/1999; S. 38-44
- kreuzinger 2002 Kreuzinger, Heinrich: Dynamic design strategies for pedestrian and wind actions; In: footbridge 2002, Proceedings of the International Conference on the Design and dynamic behaviour of footbridges, Paris, 20. - 22. November 2002, Hrsg.: AFGC and OTUA, Paris; S. 129-141
- kuchling 1991 Kuchling, Horst: Taschenbuch der Physik; Fachbuchverlag Leipzig, 1991
- lämmle 2002 Lämmle, Stefan: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2002
- liessel 2000 Liessel, Robert: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2000
- luz 1986 Luz, Eberhard: Bestimmung von Bauwerkparametern und -zuständen mit Hilfe von Schwingungsmessungen unter stochastischer Anregung; In: Materialprüfung 28, 6/1986; S. 173-177
- matsumoto 1978 Matsumoto, Y.; Nishioka, T.; Shiojiri, H.; Matsuzaki, K.: Dynamic design of footbridges. In: IABSE Proceedings P-17/78, IABSE Periodica 3/1978; Zürich; S. 1-15
- möble 2000 Möble, Martin: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2000
- müller 1977 Müller, Rüdiger: Berechnung harmonisch erregter Schwingungen kontinuierlicher Systeme unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Ansätze für die Materialdämpfung am Beispiel des "Timoshenko- Balkens". Hrsg.: Grundmann, H. et al., Technische Universität München, 1977
- natke 1988 Natke, Hans Günther: Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse; Vieweg- Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 1988
- okamoto 1992 Okamoto, S.: Characteristics of human walking on a shaking floor; In: Journal of Structural Engineering 117, 1992; S. 441
- petersen 1996 Petersen, Christian: Dynamik der Baukonstruktionen; Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 1996
- petersen 2001 Petersen, Christian: Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau; Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München, 2001
- putz 2002 Putz, Michael: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2002

- reynolds 2000 Reynolds, Paul; Pavic, Aleksandar: Impulse hammer versus shaker excitation for the modal testing of building floors; In: *Experimental Techniques* 24, 3/2000; S. 39-44
- salawu 1995 Salawu, Olusegun S.; Williams, Clive: Review of full-scale dynamic testing of bridge structures; In: *Engineering Structures* 17, 2/1995; S. 113-121
- schneider 1991 Schneider, Markus: Ein Beitrag zu fußgängerinduzierten Brückenschwingungen; In: *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau*, Technische Universität München, 1991
- seidel 1996 Seidel, J.: Schwingungsberechnung allgemein, Fußgängerbrücken im Besonderen; In: *Stahlbauseminar der FH- Biberach*, 1996; S. 61-98
- tatus 2002 Tatus, Andreas: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2002
- waubke 1991 Kreuzinger, Heinrich; Waubke, Holger: Schwingungsmessungen und Auswertung mittels tragbarem Rechner mit eingebauter Messkarte; In: *Tagungsband zu "Vibrationen"; Ursachen, Messung, Analyse und Maßnahmen; D-A-CH Studententag*, Zürich, 24.-25. Oktober 1991, Hrsg.: SIA und SGEB; S. 81-86
- wenzel 1999 Wenzel, H.; Pichler, D.; Schedler, R.: Ambiente Schwingungsmessungen zur System- und Schadenserkennung an Tragwerken; In: *Bauingenieur* 74, 3/1999; S. 115-123
- willford 2002 Willford, Michael: Dynamic actions and reactions of pedestrians; In: *footbridge 2002, Proceedings of the International Conference on the Design and dynamic behaviour of footbridges*, Paris, 20. - 22. November 2002, Hrsg.: AFGC and OTUA, Paris; S. 66-70
- wohlfart 1997 Wohlfart, Richard; Gabor, Stepan: Die Anwendung der Impulsanregung in der Messtechnik der Modalanalyse; In: *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift* 142, 6/1997; S. 453-458
- zilka 2001 Zilka, Mark: Schwingungen von Fußgängerbrücken; Diplomarbeit an der TU München, Betreuung: P. Hamm, Fachgebiet Holzbau, 2001

A1 Darstellung der Resonanzkurven

A1.1 Überblick

A1.2	BSH- Träger	Grossmann 1 Anregung im Viertelpunkt
A1.3	Biegeträger- Brücken	Thalhofen Weikersheim „Nachtigallsteg“ Weikersheim „Heiliges Wöhr“ Degerloch
A1.4	Fachwerk- Brücken	Remseck über den Neckar, 2 Messreihen Remseck über die Rems Ainring über die Saalach
A1.5	Pylon- Brücken mit kurzen Seilen	Dachau Reichenbach
A1.6	Pylon- Brücken mit langen Seilen	Wernau München über die Isar
A1.7	Unterspannte Brücken	Moosinning

A1.2 BSH- Träger



Grossmann 1 – m = 77 kg/m – Messreihe 1 – Anregung im Viertelpunkt

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	4,27 Hz	4,2575 Hz	
Dämpfung ζ	0,62 %	0,62 %	0,56 %

BSH-Träger "Grossmann 1" - gemessene Beschleunigung - Anregung im Viertelpunkt

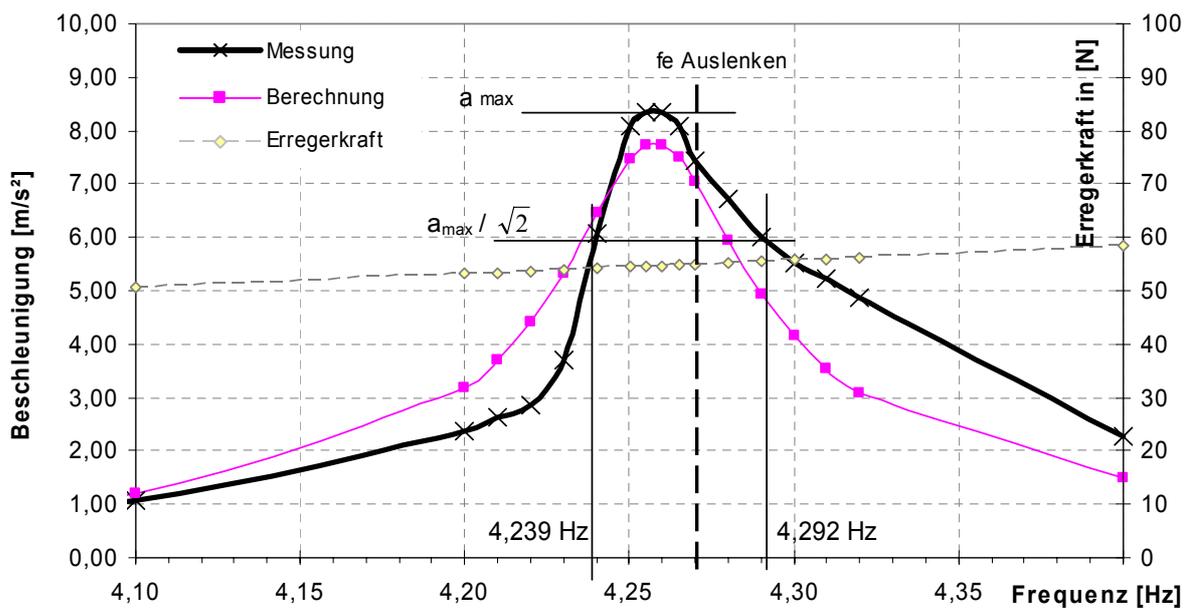


Bild A1.1 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, BSH- Träger 1, Anregung im Viertelpunkt

A1.3 Biegeträger- Brücken



Thalhofen – $m = 890 \text{ kg/m}$ – Messreihe 1

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	3,91 Hz	3,88 Hz	
Dämpfung ζ	1,22 %	1,50 %	1,22 %

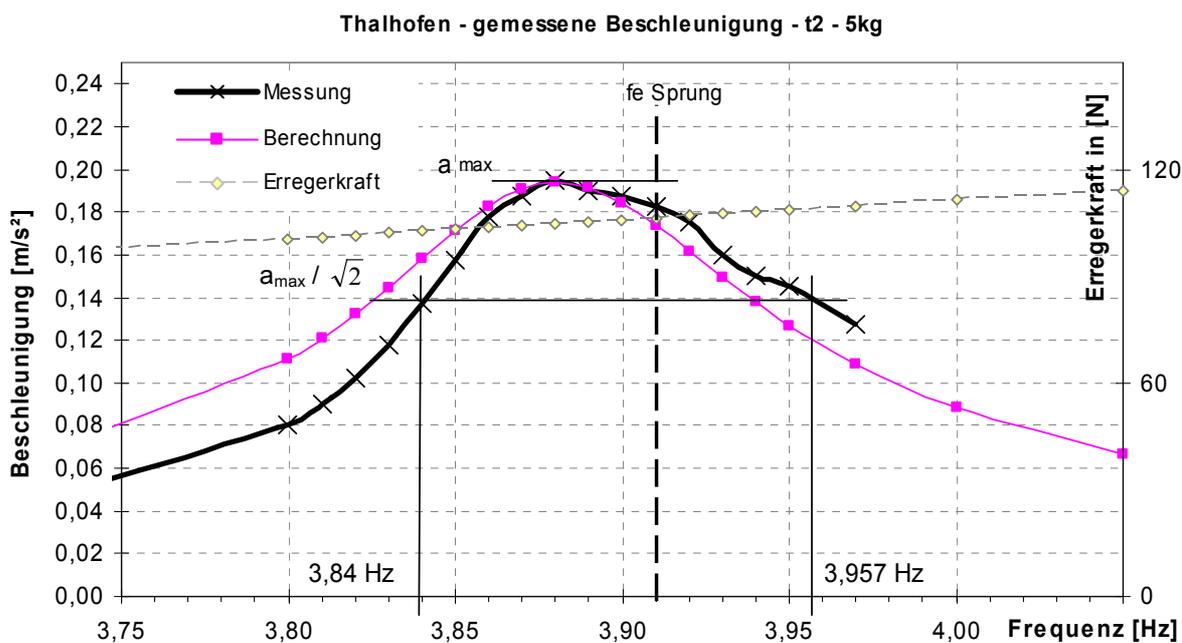


Bild A1.2 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, BSH- Einfeldträger- Brücke in Thalhofen



Weikersheim (1), „Nachtigallsteg“ – $m = 355 \text{ kg/m}$

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	4,00 Hz	3,96 Hz	
Dämpfung ζ	1,30 %	1,28 %	1,19 %

Weikersheim "1", "Nachtigallsteg" - gemessene Beschleunigung - $w_{n2} - 5\text{kg}$

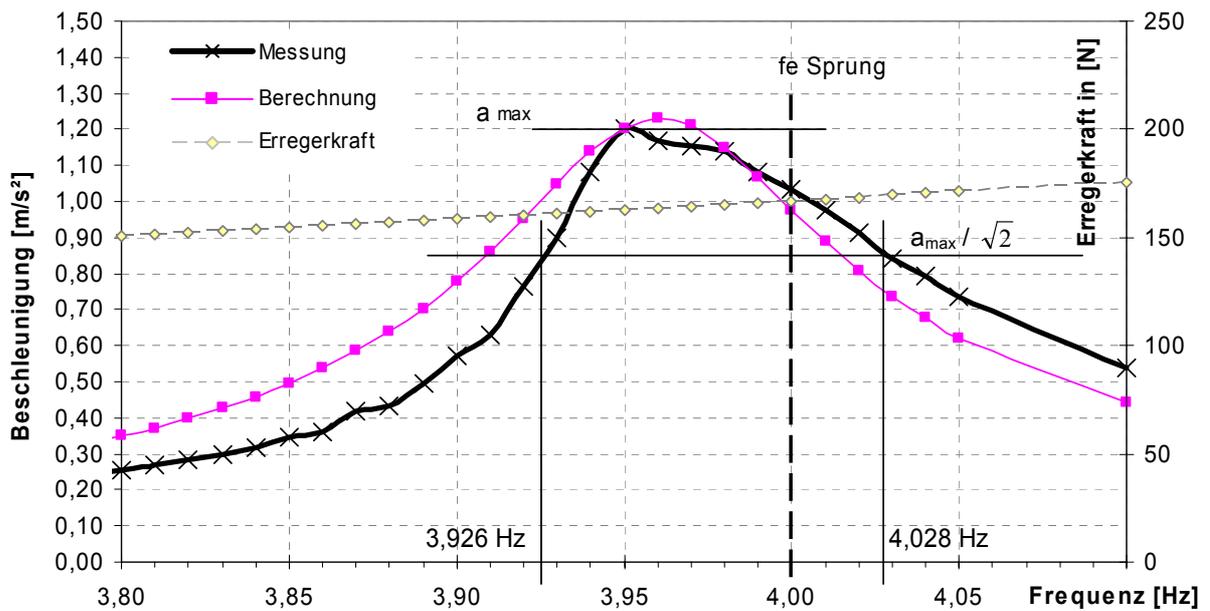


Bild A1.3 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, BSH- Einfeldträger- Brücke bei Weikersheim



Weikersheim (2), „Heiliges Wöhr“ – $m = 1035 \text{ kg/m}$ – Messreihe 1

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,76 Hz	2,765 Hz	
Dämpfung ζ	1,83 / 2,01 %	1,61 %	1,46 / 1,54 %

Weikersheim "2", "Heiliges Wöhr" - gemessene Beschleunigung - ww2 - 10kg

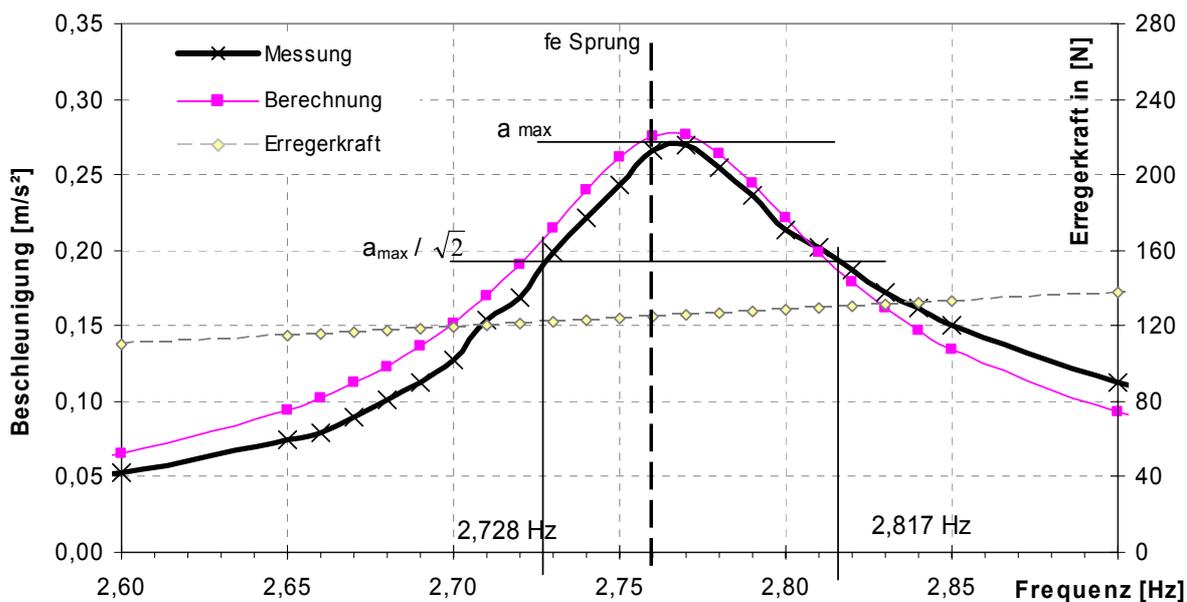


Bild A1.4 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, blockverleimte- Einfeldträger- Brücke, Weikersheim



Degerloch – m = 1039 kg/m

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	3,32 Hz	3,29 Hz	
Dämpfung ζ	3,50 %	3,90 %	3,37 %

Brücke Degerloch - gemessene Beschleunigung - de2

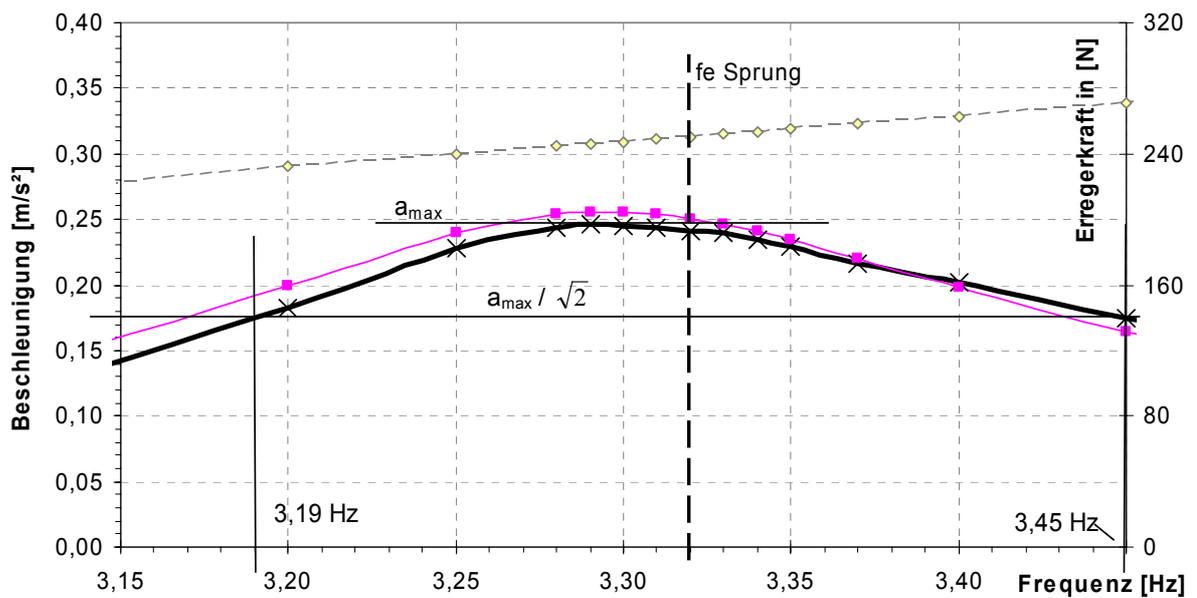


Bild A1.5 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, blockierleimte- Dreifeldträger- Brücke in Degerloch

A1.4 Fachwerk- Brücken



Remseck/Neckar – $m = 2412 \text{ kg/m}$ – Messreihe 1

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	1,83 Hz	1,84 Hz	
Dämpfung ζ	0,97 / 0,83 %	0,95 %	0,62 %

Brücke Remseck-Neckar - gemessene Beschleunigung - m3 - 3cm

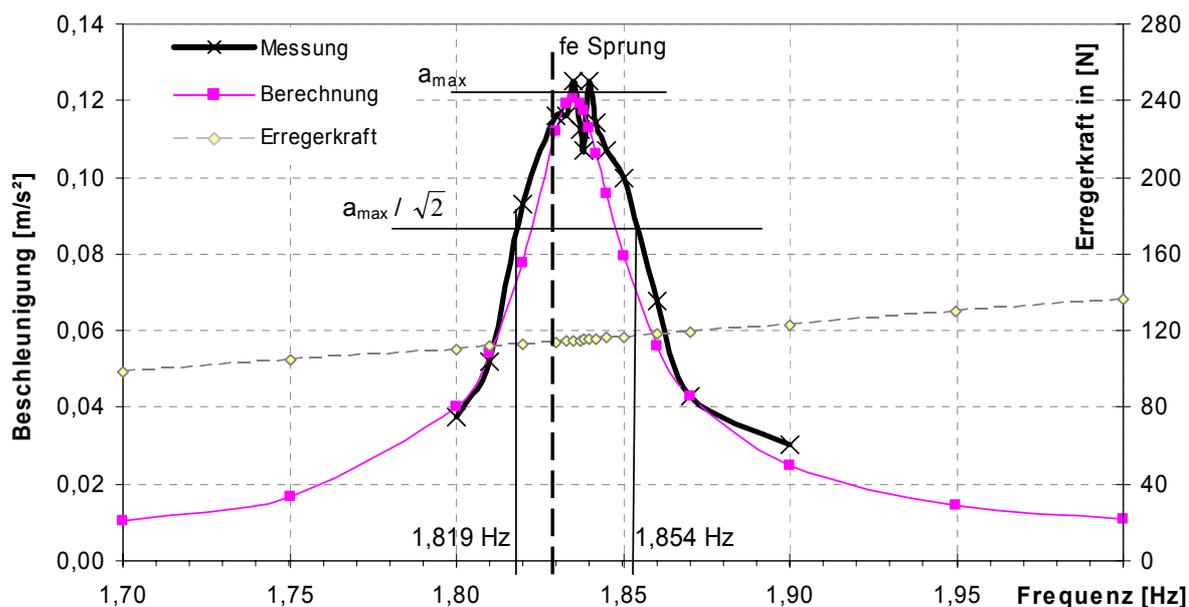


Bild A1.6 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Fachwerk- Einfeldträger- Brücke in Remseck

Remseck/Neckar – m = 2412 kg/m – Messreihe 2

<u>Messergebnisse:</u>	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	1,83 Hz	1,8325 Hz	
Dämpfung ζ	0,97 / 0,83 %	1,00 %	0,81 %

Brücke Remseck-Neckar - gemessene Beschleunigung - rn4 - 4 cm

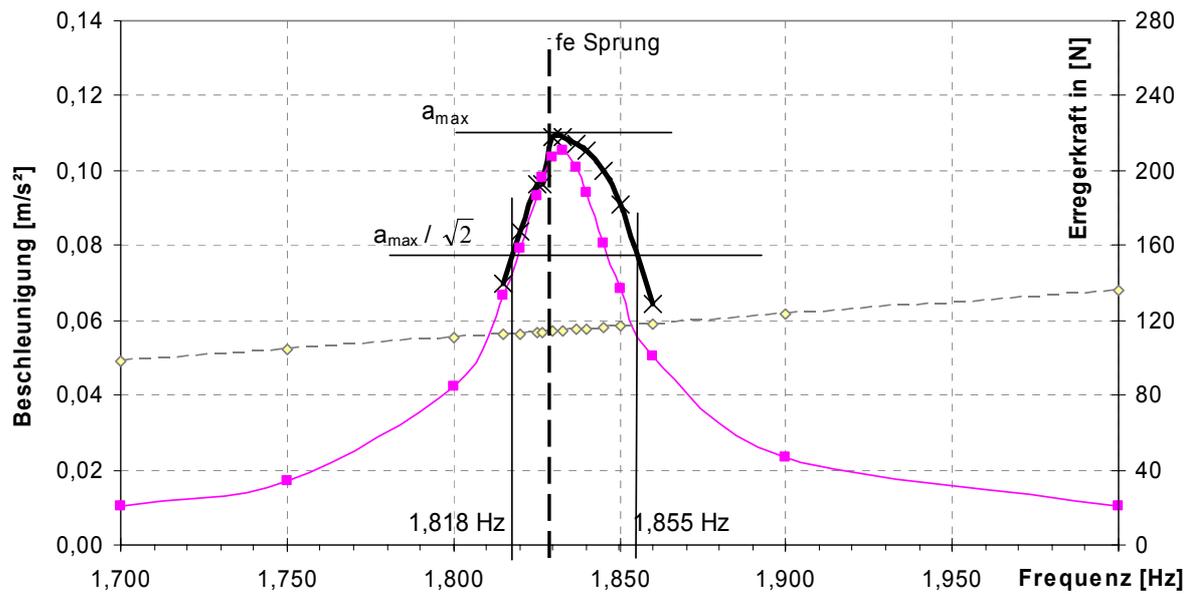


Bild A1.6a Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Fachwerk- Einfeldträger- Brücke in Remseck



Remseck/Rems – $m = 2412 \text{ kg/m}$

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	3,63 Hz	3,55 Hz	
Dämpfung ζ	0,71 %	1,03 %	0,88 / 0,86 %

Brücke Remseck_Rems - gemessene Beschleunigung - rr2

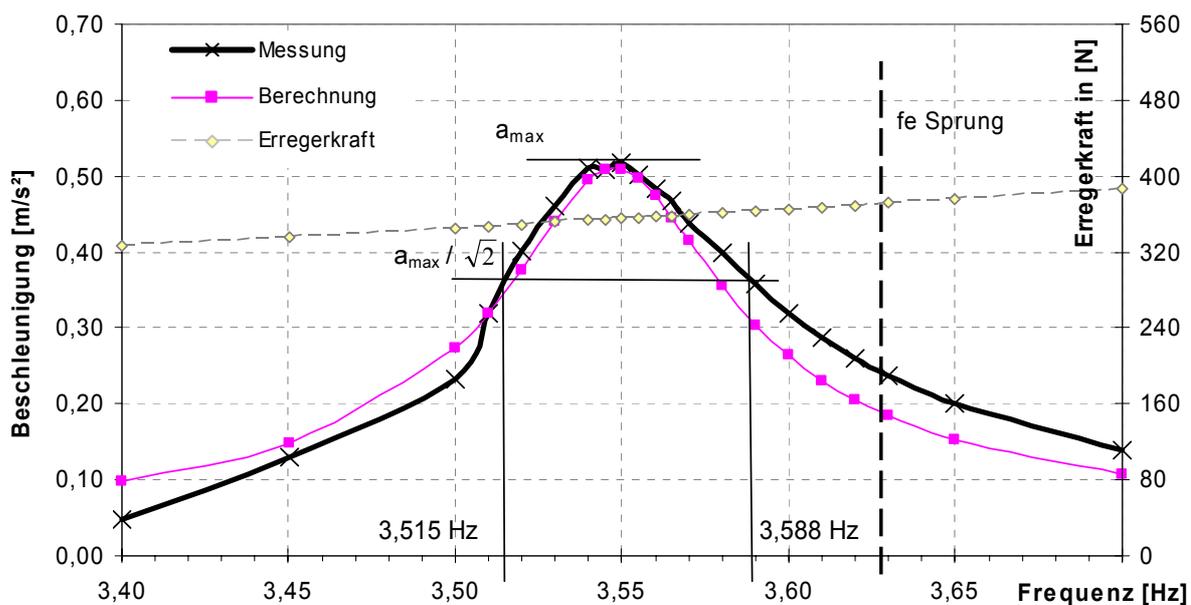


Bild A1.7 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Fachwerk- Einfeldträger- Brücke in Remseck



Saalach – m = 1770 kg/m

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,35 Hz .. 2,42 Hz	2,35 Hz	
Dämpfung ζ	1,13 / 1,19 %	1,46 %	0,89 %

Brücke über die Saalach - ohne Dämpfer - gemessene Beschleunigung

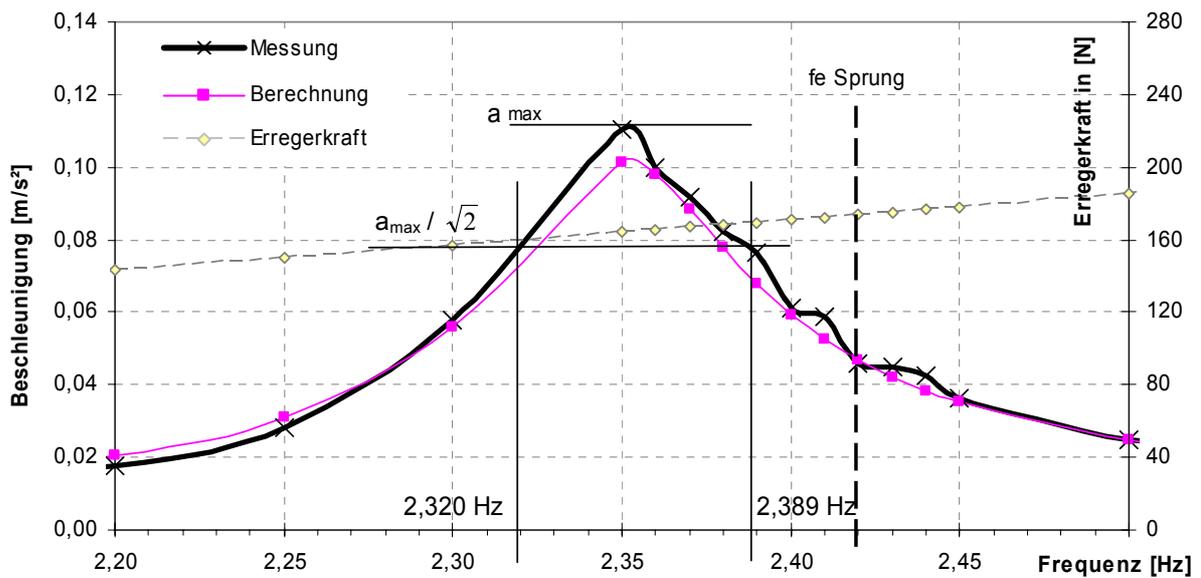


Bild A1.8 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Fachwerk- Einfeldträger- Brücke in Ainring

A1.5 Pylon- Brücken mit kurzen Seilen



Dachau „ohne Belag“ – $m = 900 \text{ kg/m}$

<u>Messergebnisse:</u>	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	3,08 Hz	3,03 Hz	
Dämpfung ζ	1,43 / 1,30 %	2,21 %	1,41 / 1,45 %

Brücke Dachau "ohne Belag" - gemessene Beschleunigung - d3

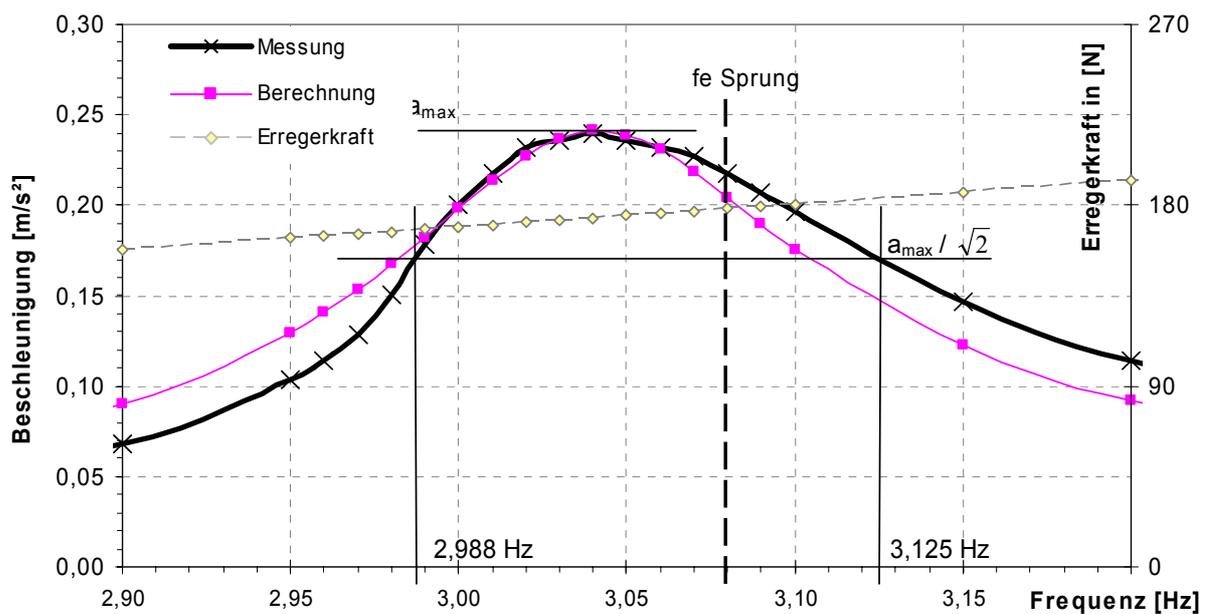


Bild A1.9 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Pylon- Brücke mit kurzen Seilen in Dachau



Reichenbach – $m = 1030 \text{ kg/m}$ – Messreihe 2

Messergebnisse:	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschlagen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	1,97 Hz	1,965 Hz	
Dämpfung ζ	1,1 / 1,86 / 0,98%	1,20 %	1,13 / 1,17 %

Resonanzkurve - Brücke Reichenbach - gemessene Beschleunigung - re3

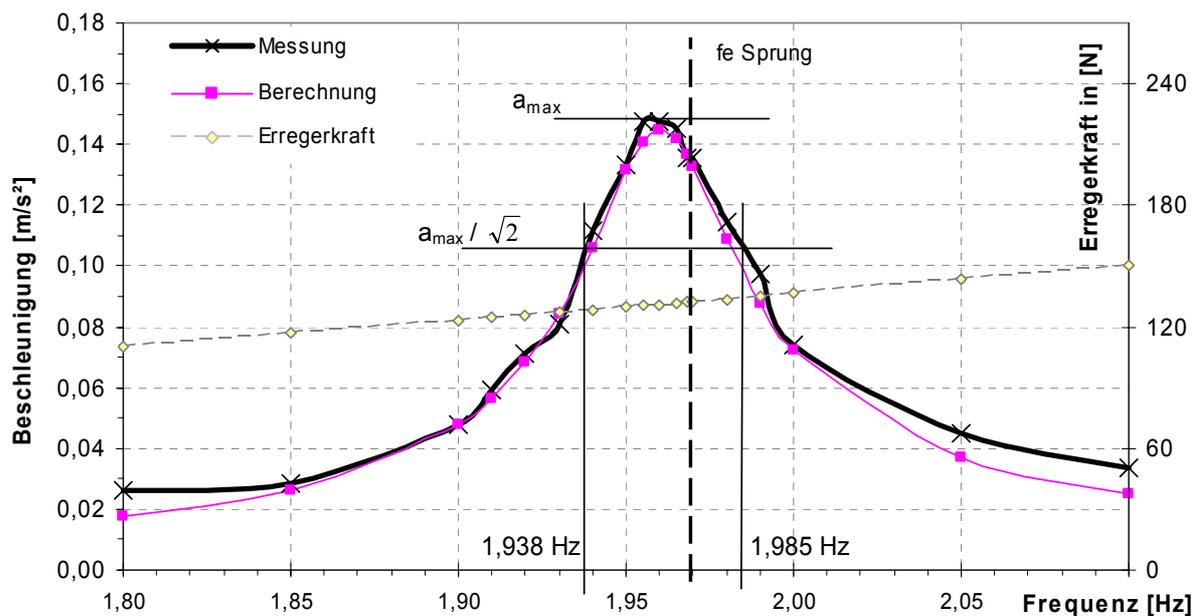


Bild A1.10 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Pylon- Brücke mit kurzen Seilen bei Reichenbach

A1.6 Pylon- Brücken mit langen Seilen



Wernau – $m = 1470 \text{ kg/m}$ – Messreihe 80 sec

<u>Messergebnisse:</u>	Sprung/Auslenken	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,73 Hz	2,735 Hz	
Dämpfung ζ	%	0,29 %	0,23 %

Brücke Wernau - gemessene Beschleunigung - w6 - 60 sec

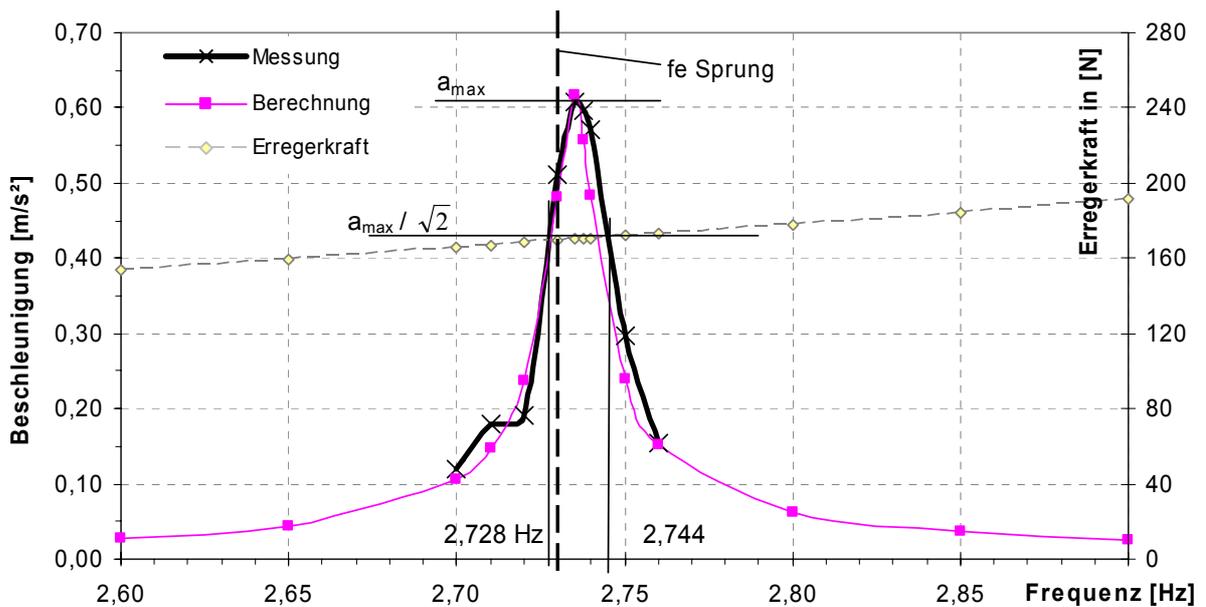


Bild A1.11 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Pylon- Brücke mit langen Seilen in Wernau



München, Isar – $m = 600 \text{ kg/m}$ – Messreihe 1

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,00 Hz	2,00 Hz	
Dämpfung ζ	0,80 %	0,92 %	0,84 %

Brücke München / Isar (Kolomannsteg) - gemessene Beschleunigung - is3

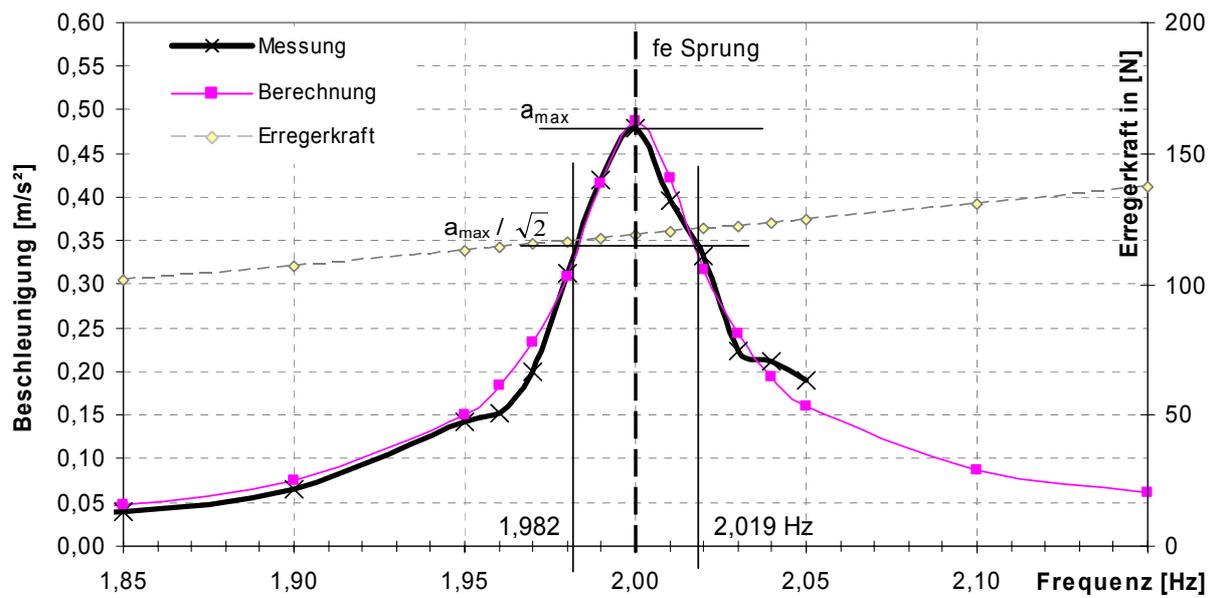


Bild A1.12 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, Pylon- Brücke mit langen Seilen und Unterspannung bei München

A1.7 Unterspannte Brücken



Moosinning – $m = 486 \text{ kg/m}$ – Messreihe mit 5 kg

Messergebnisse:	Sprung	Resonanzkurve	Ausschwingen nach Anregung in Resonanz
Eigenfrequenz f_e	2,88 Hz	2,86 Hz	
Dämpfung ζ	1,04 %	1,05 %	0,90 %

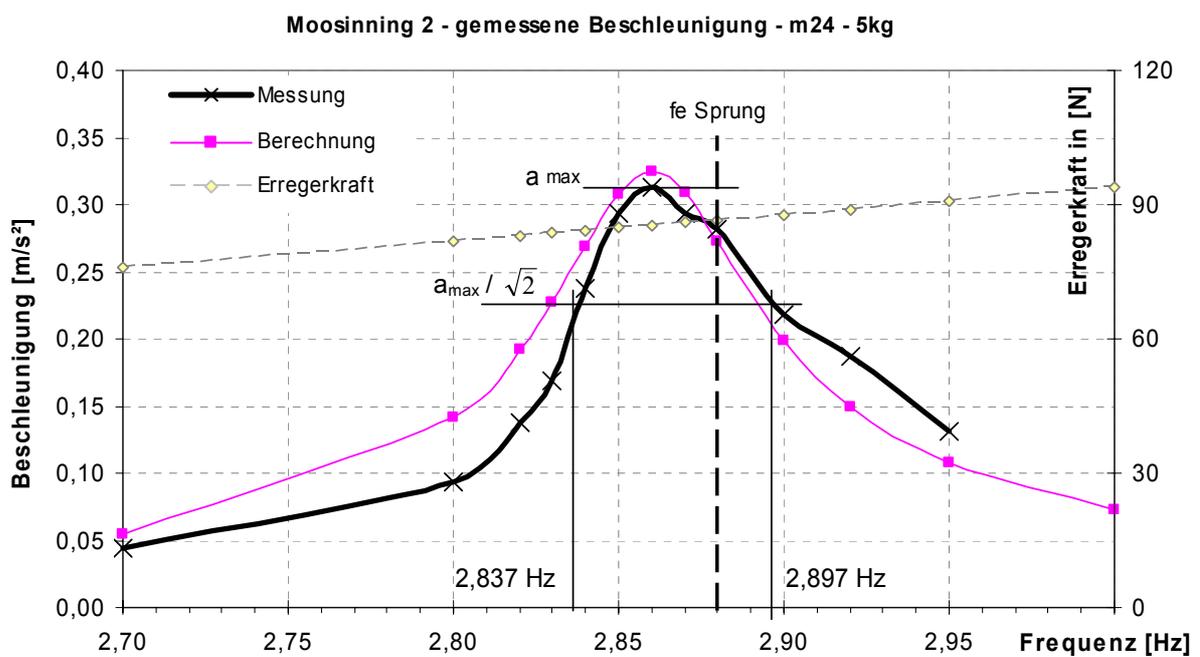


Bild A1.13 Bild, Messergebnisse und Resonanzkurve, unterspannte Einfeldträger- Brücke bei Moosinning

A2 Messschiebe für Überqueren der Brücke durch einen Fußgänger

A2.1 Überblick

A2.2	BSH- Biegeträger- Brücken	Thalhofen Weikersheim „Nachtigallsteg“ Erlangen, Bild und Messschrieb *)
A2.3	Blockverl. Biegeträger- Brücken	Degerloch Uttenreuth Weikersheim „Heiliges Wöhr“
A2.4	Fachwerk- Brücken	Bad Cannstatt Remseck über den Neckar, 2 Messreihen Remseck über die Rems Ainring über die Saalach, 2 Messreihen Traunreuth, Bild und Messschrieb *)
A2.5	Pylon- Brücken mit kurzen Seilen	Dachau Freyung Reichenbach, 2 Messreihen
A2.6	Pylon- Brücken mit langen Seilen	Oberesslingen Wernau München über die Isar
A2.7	Unterspannte Brücken	Horb/Ihlingen Moosinning

*) Von Brücken, die in dieser Arbeit noch nicht beschrieben worden sind, wird hier ein Bild gezeigt.

A2.2 BSH- Biegeträger- Träger

Zeitreihe Beschl. Datei:t5-5i Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Fr 17. 5.2002 15:19: 8

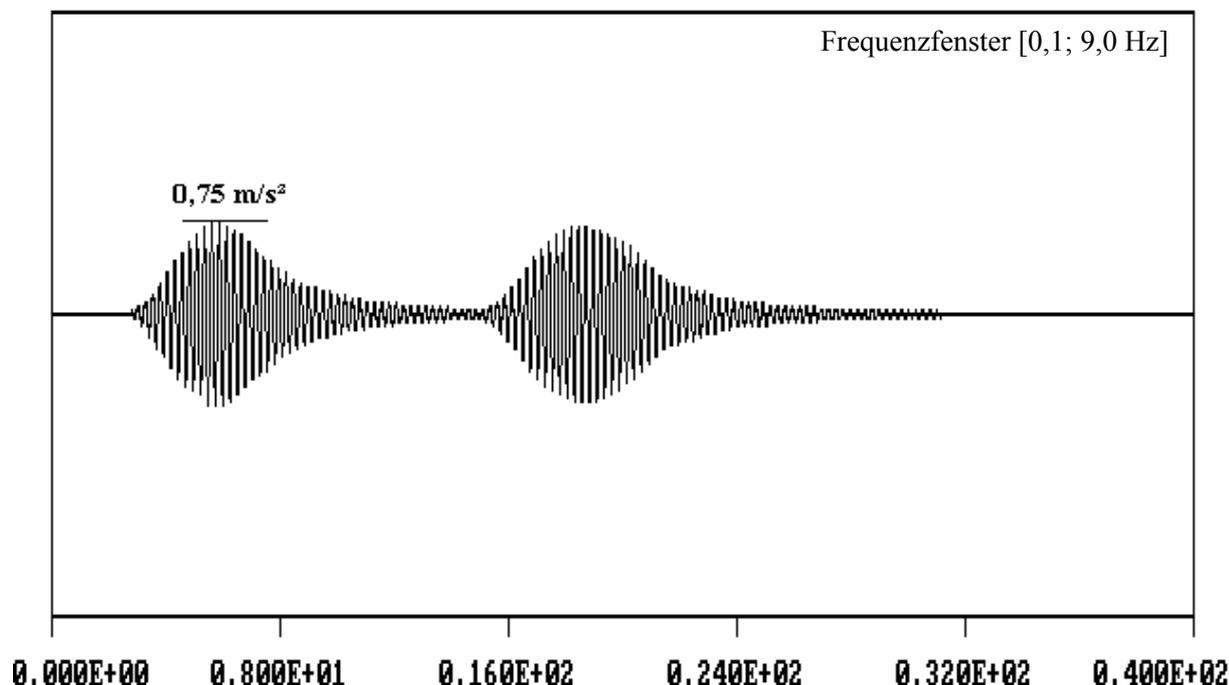


Bild A2.1 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 3,90 Hz. Brücke Thalhofen

Zeitreihe Beschl. Datei:wn4-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Fr 31. 5.2002 14:41:13

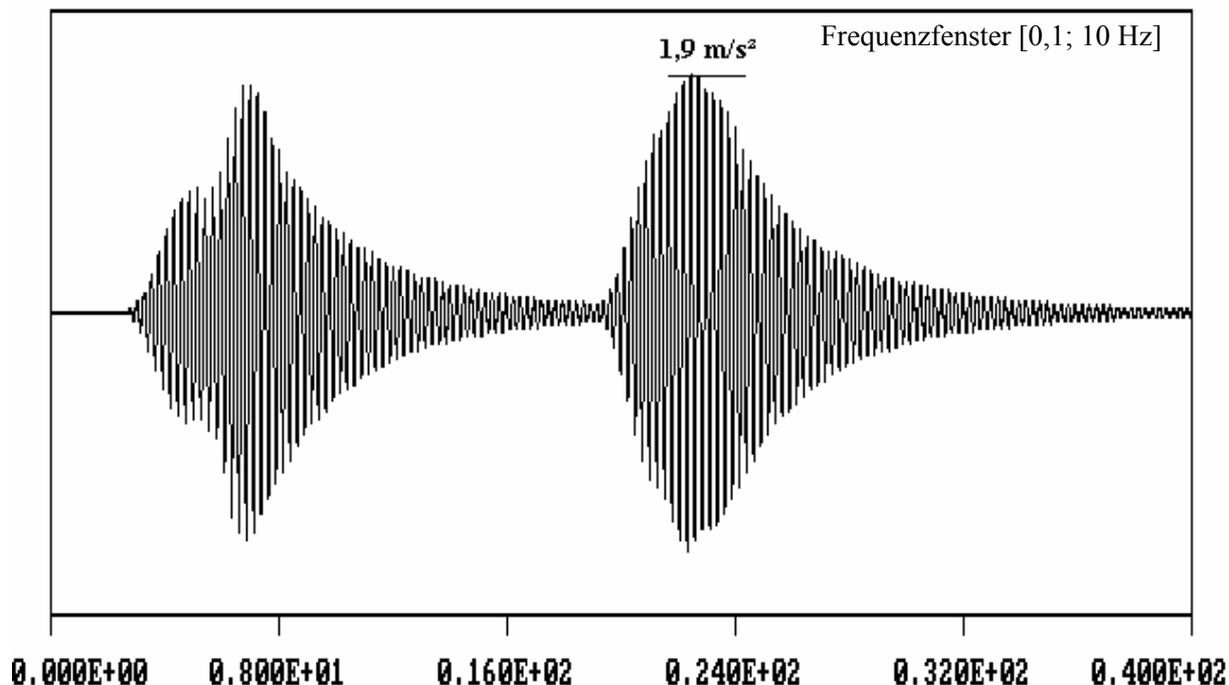


Bild A2.2 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 4,00 Hz. „Nachtigallsteg“ Weikersheim



Zeitreihe Beschl. Datei:eri-4i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 22. 5.2002 14:53: 0

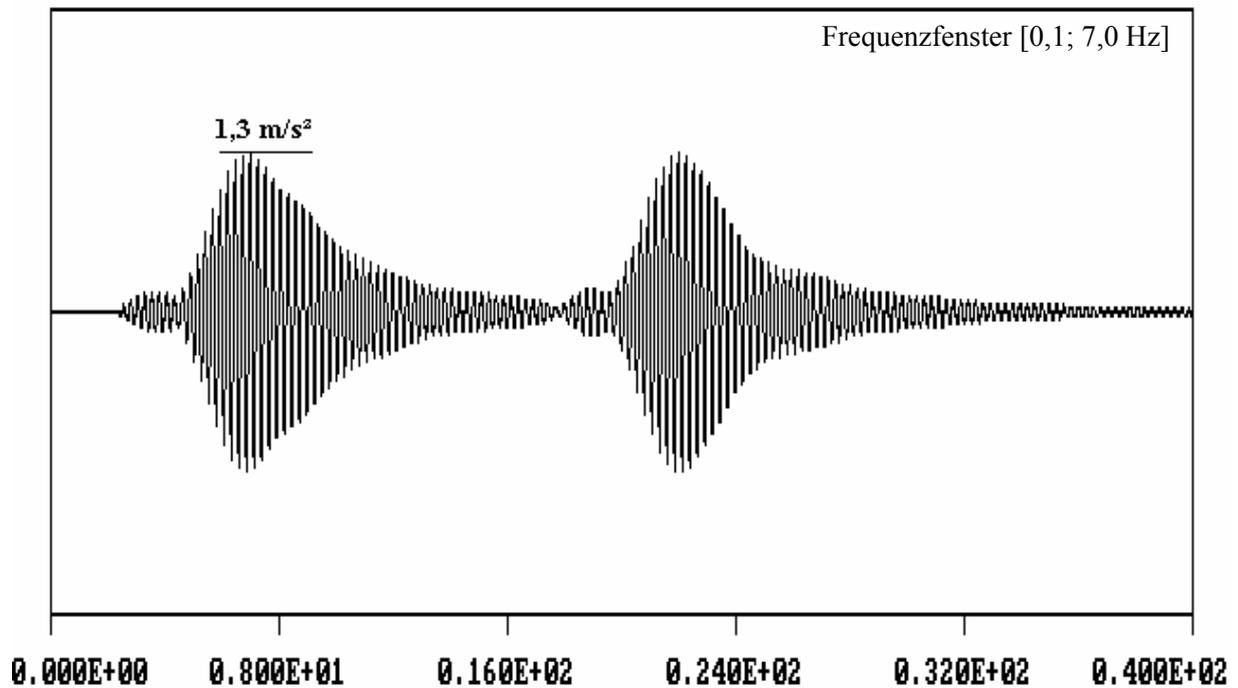


Bild A2.3 Bild und Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 3,90 Hz. Brücke Erlangen

A2.3 Blockverleimte Biegeträger- Brücken

Zeitreihe Beschl. Datei:de3-li Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mo 16.12.2002 12:40:18

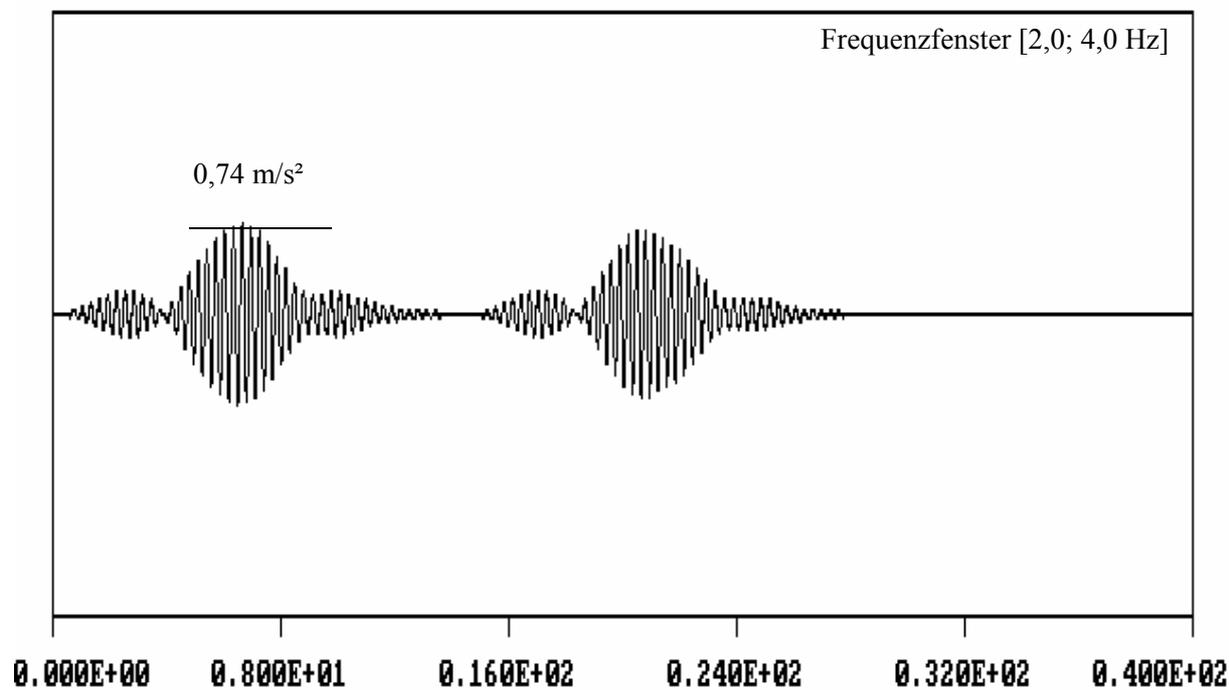


Bild A2.4 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 3,31 Hz. Brücke Degerloch

Zeitreihe Beschl. Datei:u4-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 22. 5.2002 13:23:45

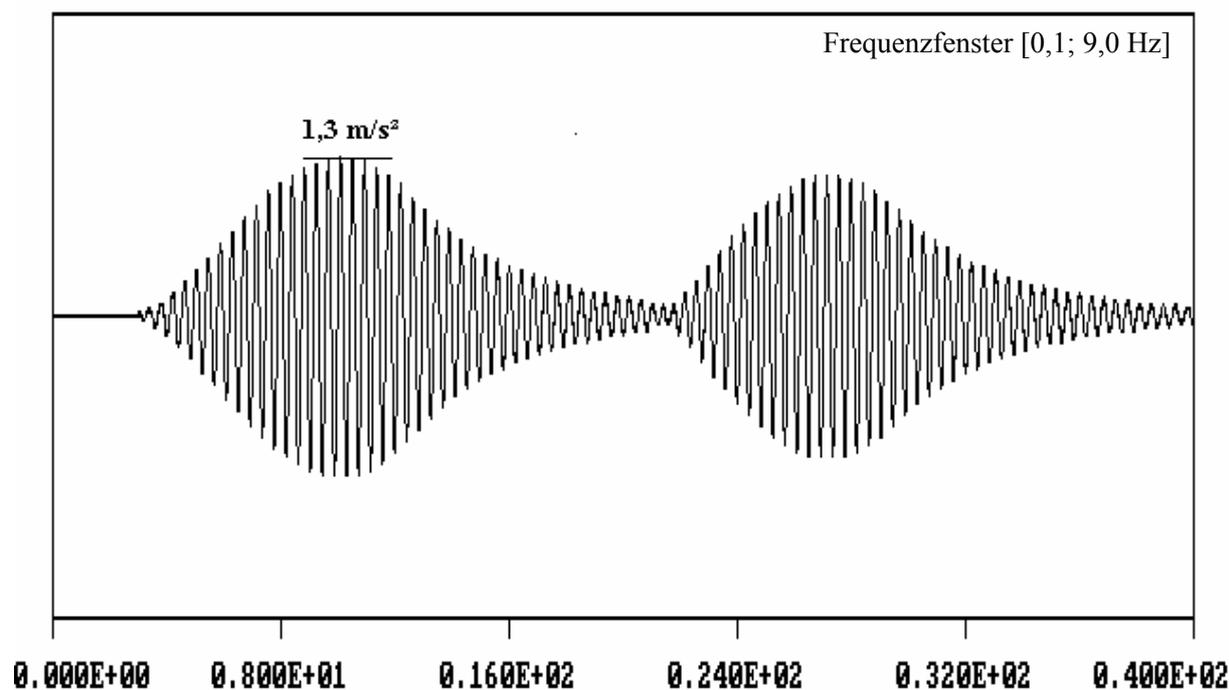


Bild A2.5 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,40 Hz. Uttenreuth

Zeitreihe Beschl. Datei:ww4-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Fr 31. 5.2002 17:31:23

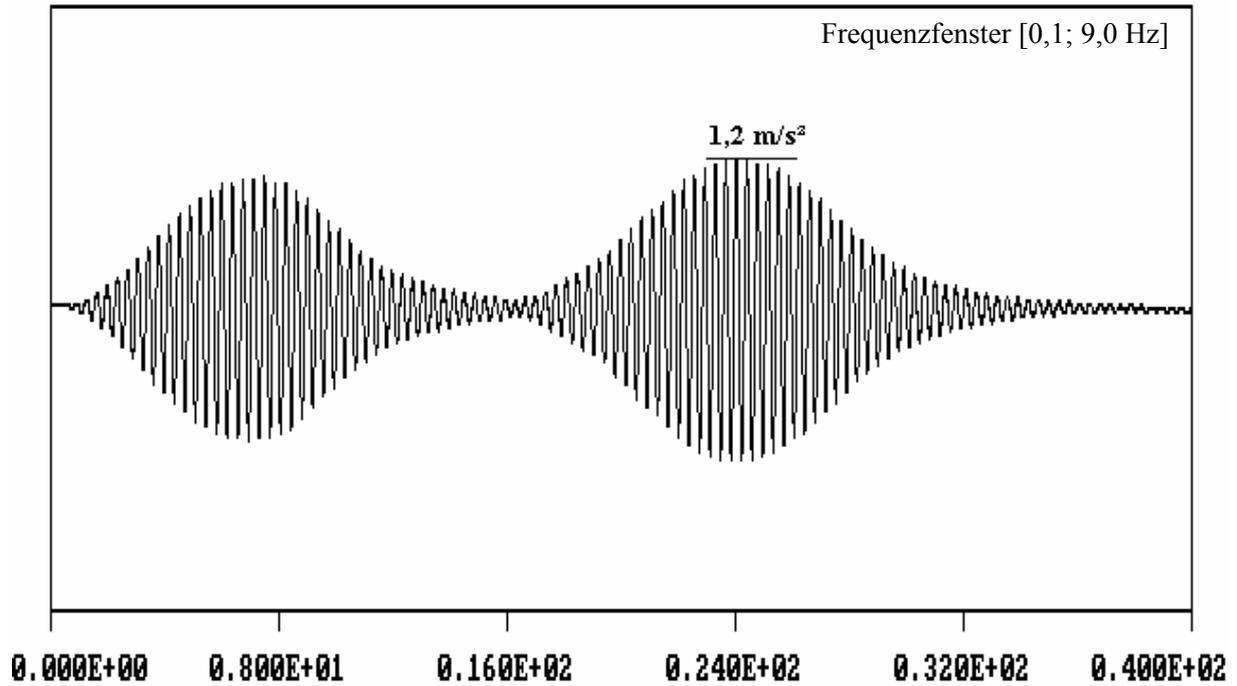


Bild A2.6 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,76 Hz. „Heiliges Wöhr“ in Weikersheim

A2.4 Fachwerk- Brücken

Zeitreihe Beschl. Datei:ca3-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mo 16.12.2002 16:44:48

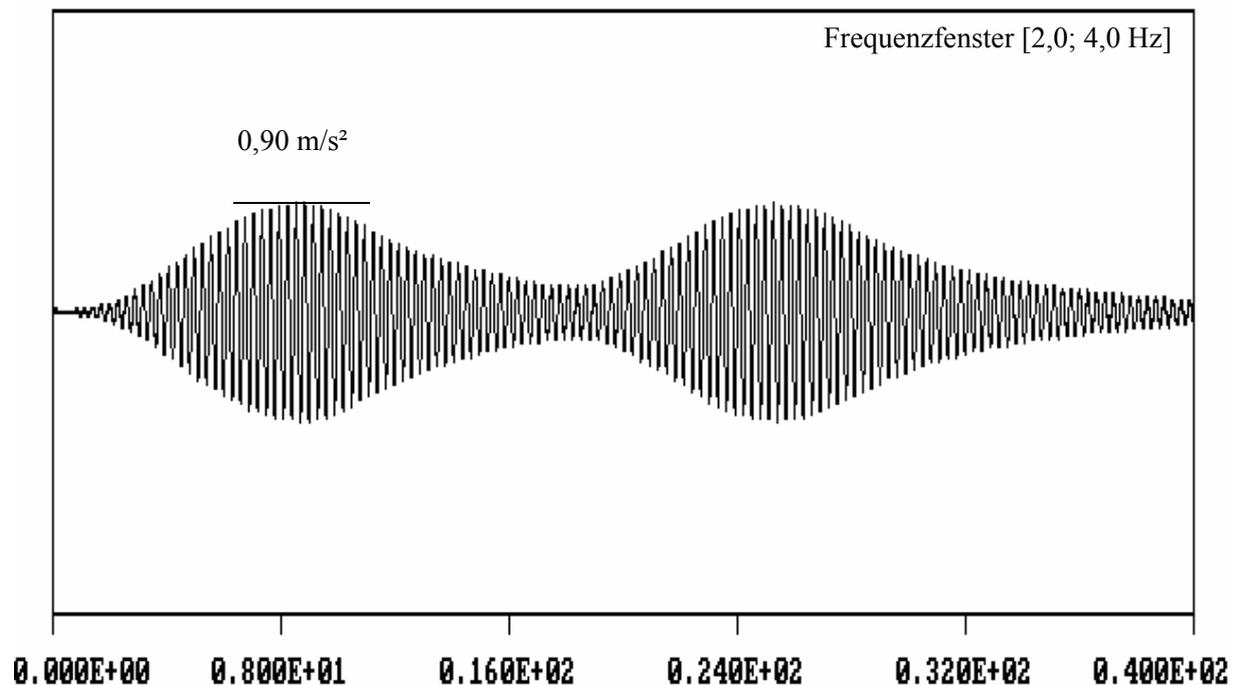


Bild A2.7 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 3,36 Hz. Brücke Bad Cannstatt

Zeitreihe Beschl. Datei:rn5-1i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
 -.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Di 17.12.2002 11: 7:13

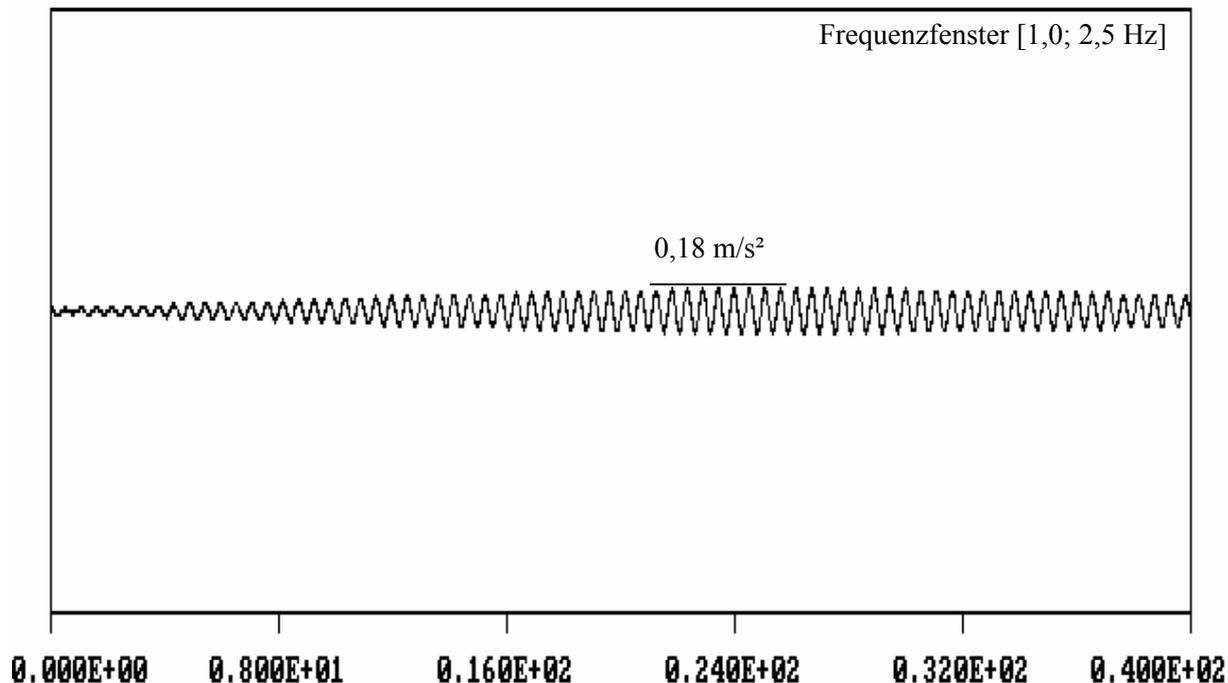


Bild A2.8 Messschrieb Beschleunigung, Gehen 1 Person mit 1,83 Hz. Brücke Remseck „Neckar“

Zeitreihe Beschl. Datei:rn5-3i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
 -.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Di 17.12.2002 11:12:16

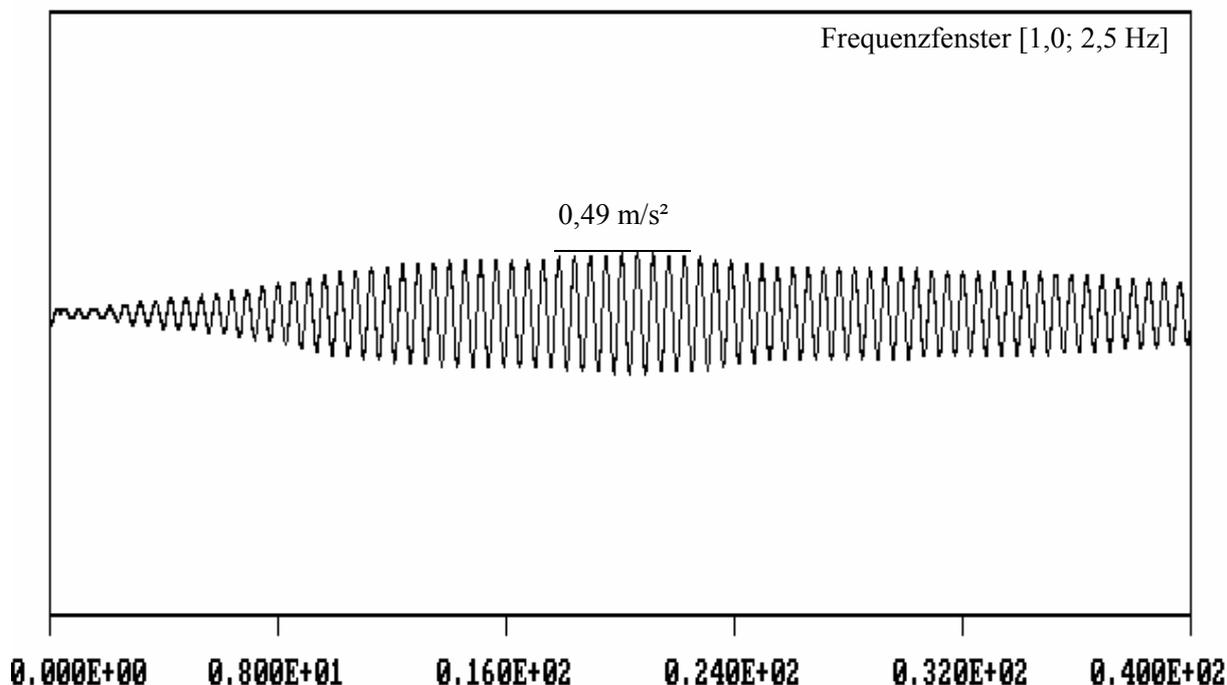


Bild A2.9 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 1,83 Hz. Brücke Remseck „Neckar“

Zeitreihe Beschl. Datei:rr3-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Di 17.12.2002 12:34:35

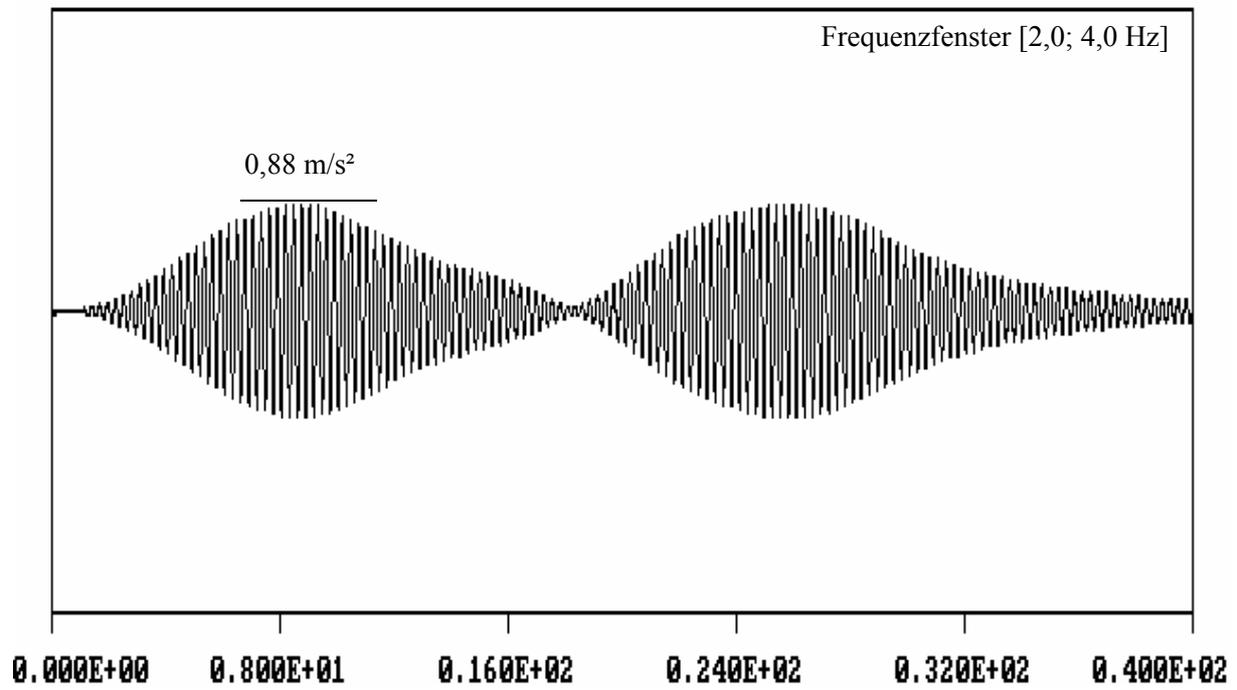


Bild A2.10 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 3,50 Hz. Brücke Remseck „Rems“

Zeitreihe Beschl. Datei:ss6i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
 -.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Fr 1. 2.2002 15:29:45

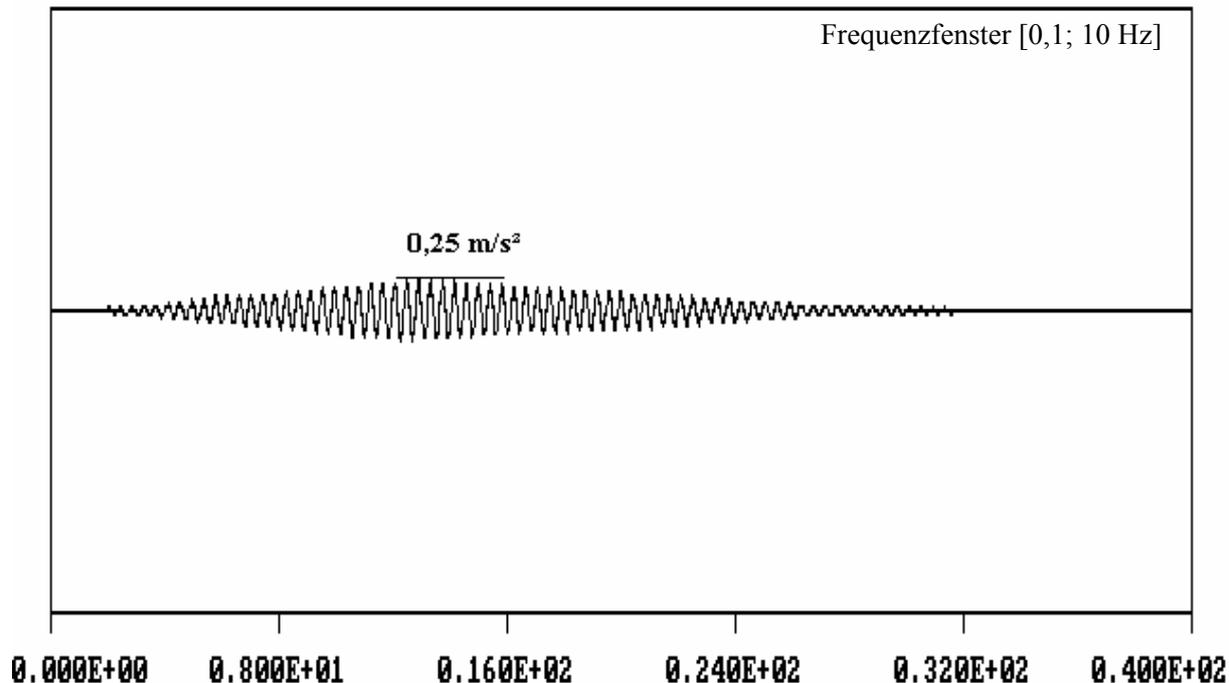


Bild A2.11 Messschrieb Beschleunigung, Gehen 1 Person mit 2,40 Hz. Brücke „Saalach“ ohne Dämpfer

Zeitreihe Beschl. Datei:s55-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
 -.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 5. 6.2002 14: 1:53

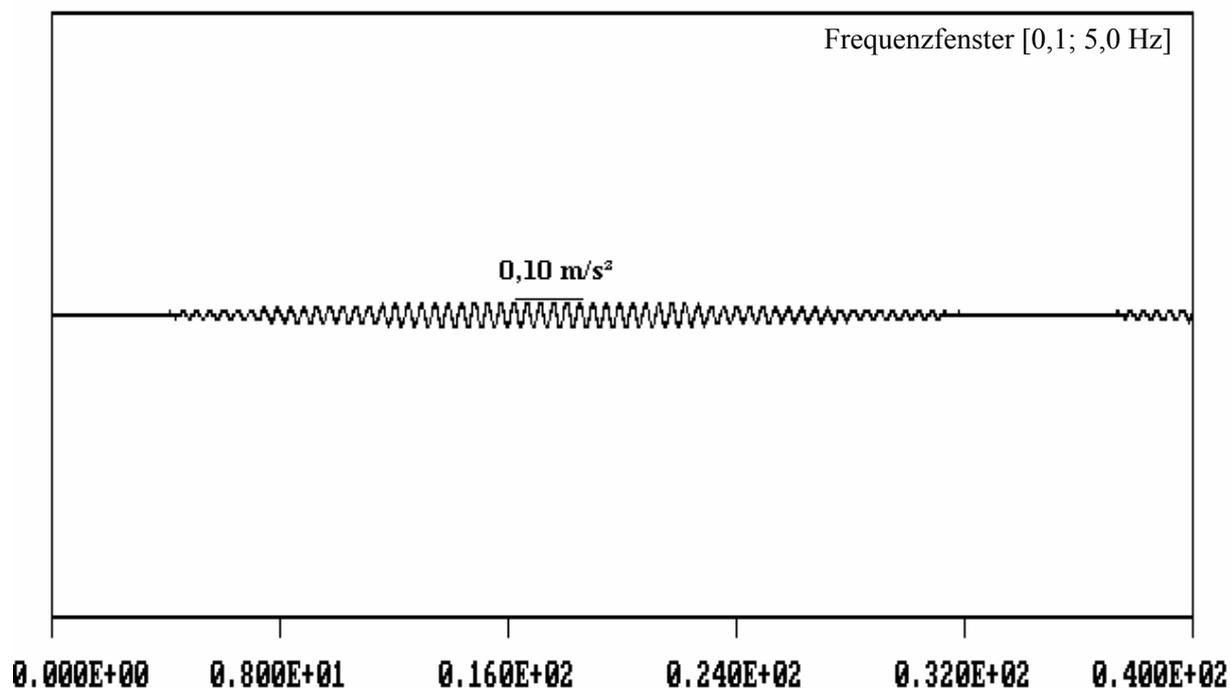


Bild A2.12 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,17 Hz. Brücke „Saalach“ mit Dämpfer



Zeitreihe Beschl. Datei:tr4i Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 5. 6.2002 15:48:20

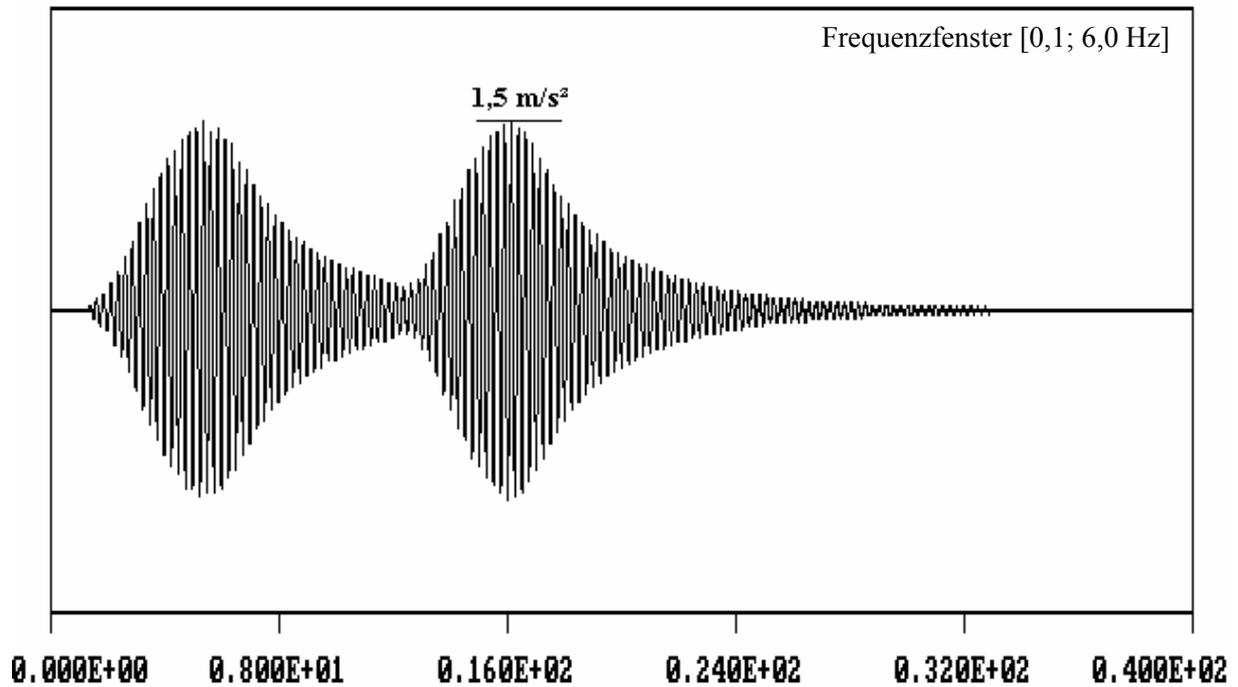


Bild A2.13 Bild und Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 4,0 Hz. Brücke Traunreuth

A2.5 Pylon- Brücken mit kurzen Seilen

Zeitreihe Beschl. Datei:d4-1i Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 11.12.2002 11:39:10

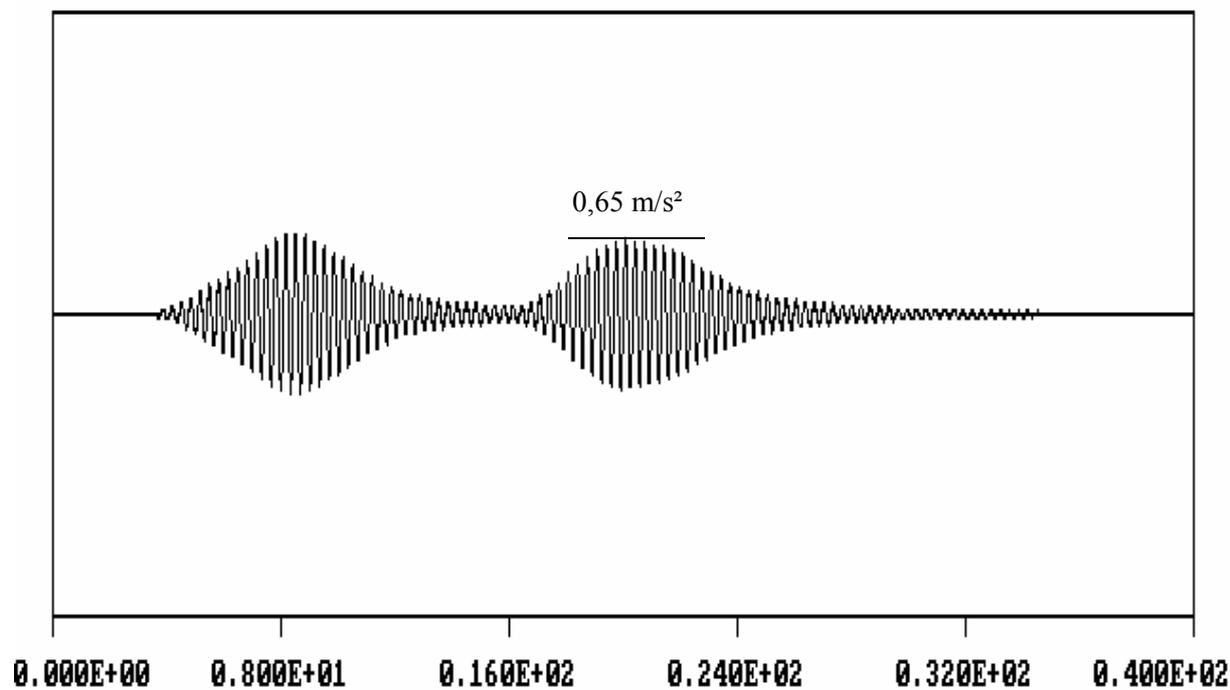


Bild A2.14 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 3,03 Hz. Brücke Dachau

Zeitreihe Beschl. Datei:fr9-2i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 26. 6.2002 15:24:38

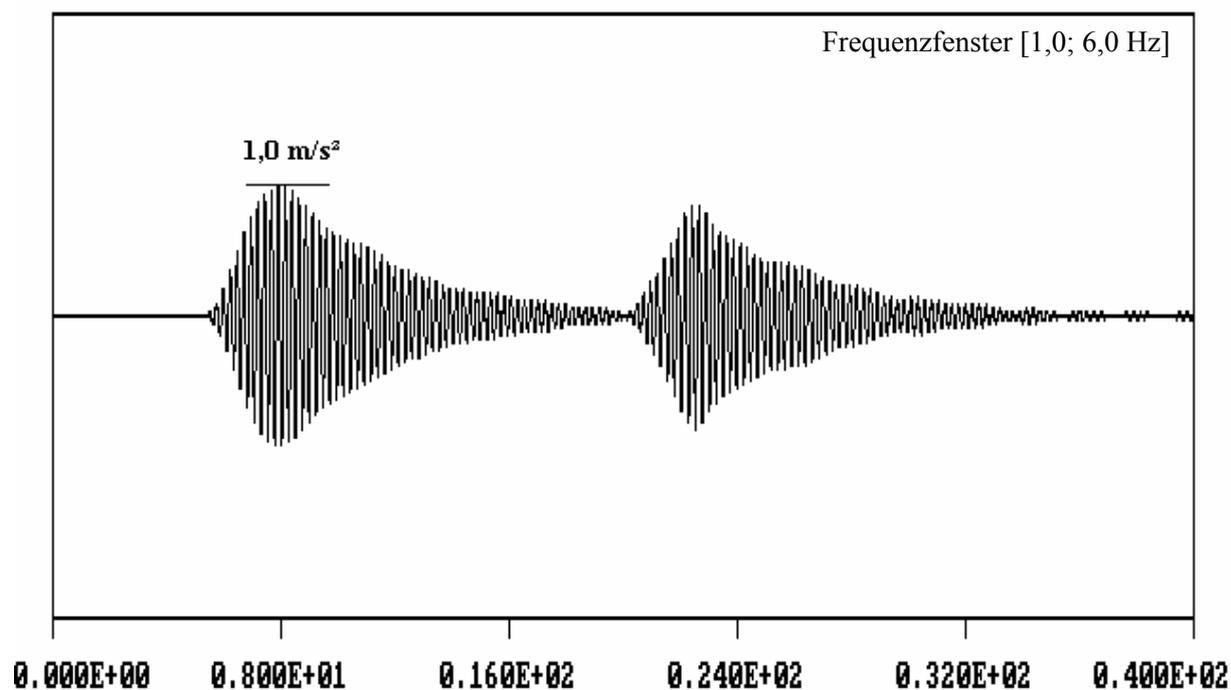


Bild A2.15 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 4,15 Hz. Brücke Freyung

Zeitreihe Beschl. Datei:re5-3i Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. So 15.12.2002 16:39:13

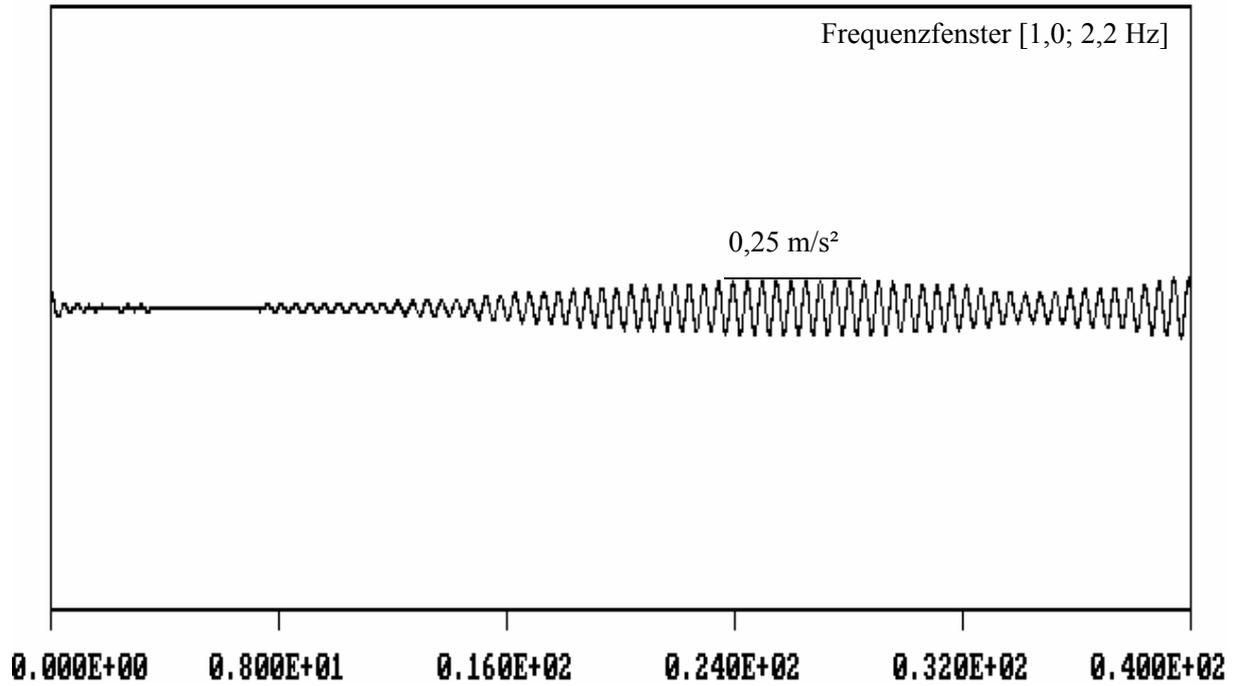


Bild A2.16 Messschrieb Beschleunigung, Gehen 1 Person mit 1,96 Hz. Brücke Reichenbach

Zeitreihe Beschl. Datei:re5-1i Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-0.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. So 15.12.2002 16:34:37

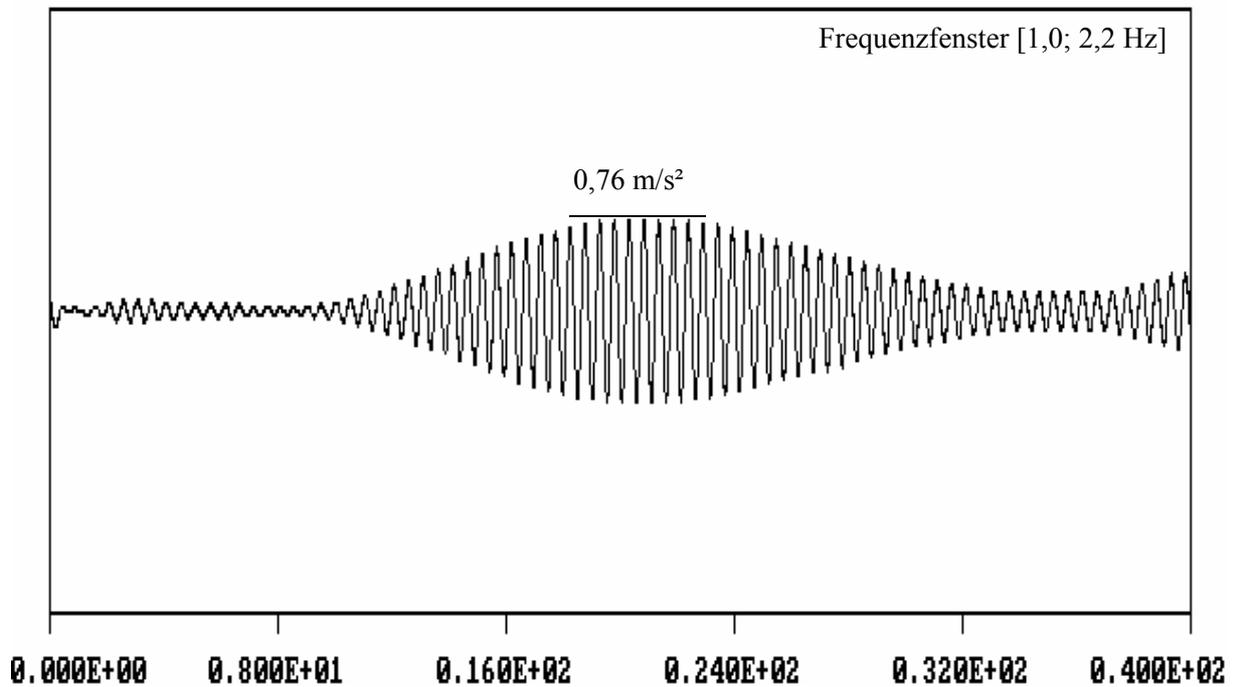


Bild A2.17 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 1,96 Hz. Brücke Reichenbach

A2.6 Pylon- Brücken mit langen Seilen

Zeitreihe Beschl. Datei:es3-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mo 16.12.2002 9:46:39

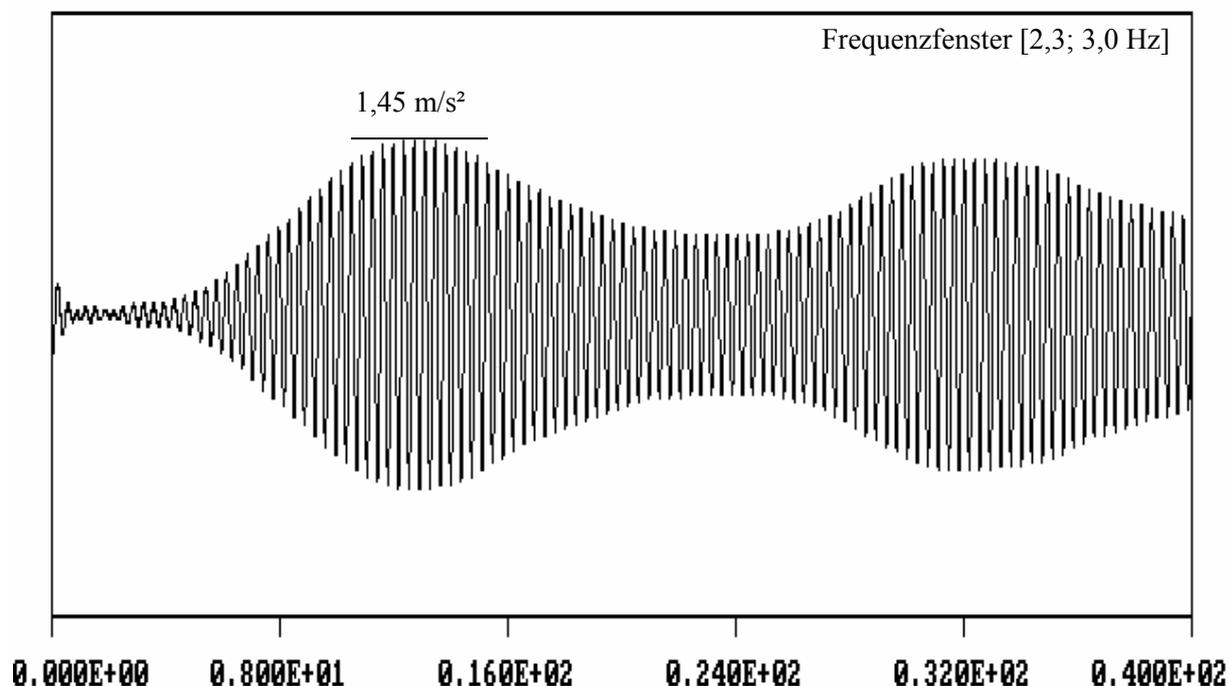


Bild A2.18 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,745 Hz. Brücke Oberesslingen

Zeitreihe Beschl. Datei:w7-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. So 15.12.2002 12:30:24

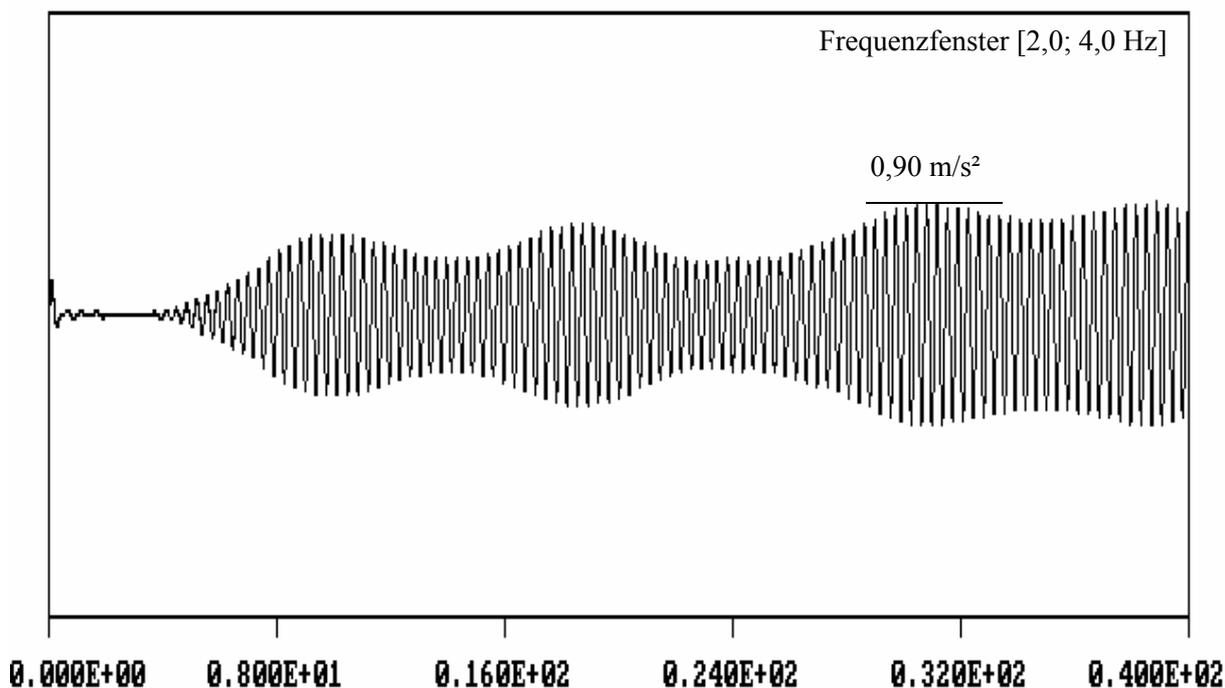


Bild A2.19 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,73 Hz. Brücke Wernau

Zeitreihe Beschl. Datei:is5-li Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Mi 12. 6.2002 15:38:53

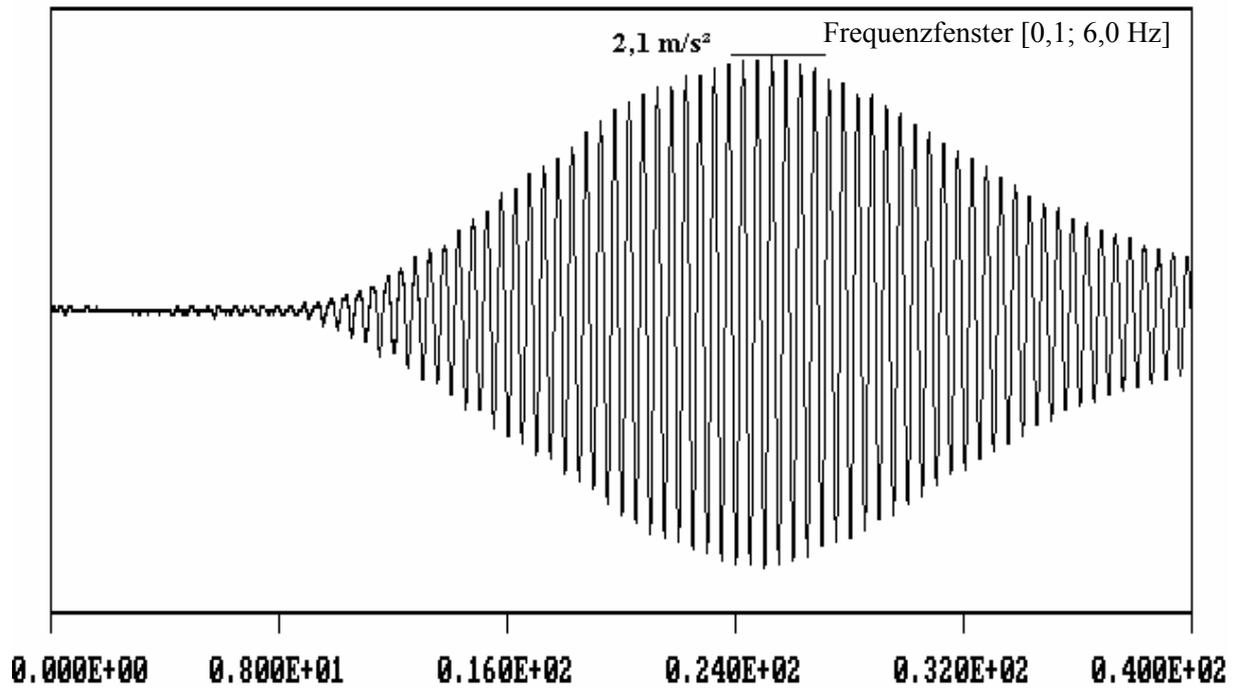


Bild A2.20 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,00 Hz. Brücke München „Isar“

A2.7 Unterspannte Brücken

Zeitreihe Beschl. Datei:h5-1i Kanal: 0 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Di 17.12.2002 16:19:41

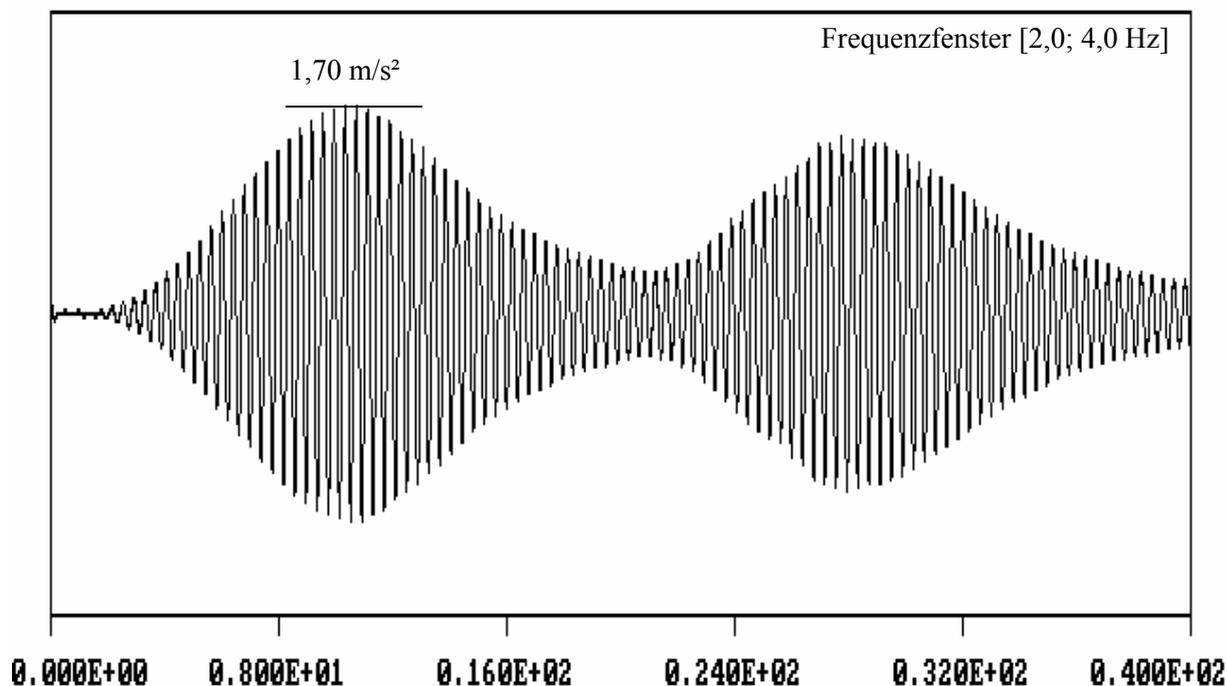


Bild A2.21 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,585 Hz. Brücke Horb / Ihlingen

Zeitreihe Beschl. Datei:m3-3i Kanal: 1 Zeitabstand [sec]:0.5000E-02
-.2500E+01 ... 0.2500E+01 lin. Fr 3. 5.2002 12: 6:55

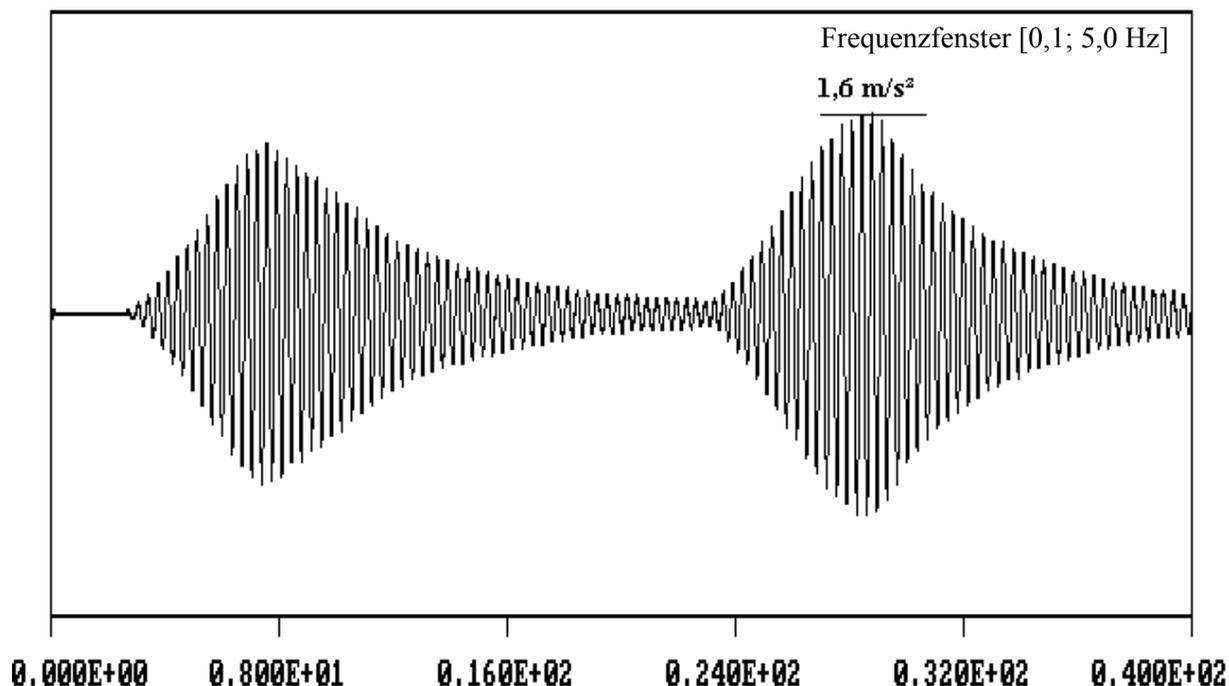


Bild A2.22 Messschrieb Beschleunigung, Laufen 1 Person mit 2,88 Hz. Brücke Moosinning

A3 Tabelle der Dämpfungswerte aus den Versuchen

Zusammenstellung für die Dämpfung ζ :		ζ (Sprung)		ζ (Resonanzkurve)		ζ (Ausschwingen)		Empfehlung
BSH- Träger:	Grossmann 1	0.60%		0.61%		0.55%		0.50%
	Grossmann 2	0.40%	0.43%	0.43%		0.44%		
	Grossmann 2	0.40%	0.43%	0.43%		0.45%		
Biegeträger- Brücken:	Thalhofen	1.22%		1.50%		1.22%		1.20%
	Thalhofen	1.22%		1.54%		1.35%		
	Weikersheim "Nachtigallsteg"	1.30%		1.28%		1.19%		
Blockverleimte Biegeträger- Brücken:	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	2.68%		1.72%		1.20%
	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	2.68%		1.79%		
	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	2.68%		1.46%		
	Uttenreuth *)	2.04%	2.68%	2.68%		1.54%		
	Weikersheim "Heiliges Wöhr" *)	1.83%	2.01%	2.01%		1.46%	1.54%	
	Weikersheim "Heiliges Wöhr" *)	1.83%	2.01%	2.01%		1.86%	1.75%	
	Degerloch *)	3.50%		3.90%		3.37%		
Fachwerk- Brücken:	Bad Cannstatt	0.70%	0.83%	0.83%		0.75%	0.72%	0.80%
	Remseck "Neckar"	0.97%	0.83%	0.95%		0.62%		
	Remseck "Neckar"	0.97%	0.83%	0.83%		0.81%		
	Remseck "Rems"	0.71%		1.03%		0.87%		
	Saalach	1.13%	1.19%	1.46%		0.89%		
Pylon- Brücken mit kurzen Seilen:	Freyung	1.60%		0.98%		0.99%		1.00%
	Freyung	1.60%		1.10%		0.92%		
	Dachau **)	1.43%	1.30%	2.21%		1.41%	1.45%	
	Reichenbach *)	1.00%	1.86%	1.20%		1.13%	1.17%	
	Reichenbach *)							
mit langen Seilen:	Oberesslingen	0.35%		0.51%		0.42%	0.45%	0.30%
	Wernau			0.29%		0.23%		
Unterspannte Brücken:	München "Isar"	0.80%		0.92%		0.84%		0.90%
	München "Isar"	0.80%		1.02%		0.85%		
	Horb/Ilhingen	1.03%	0.93%	1.06%		0.97%	0.95%	
	Horb/Ilhingen	1.03%	0.93%	1.06%		0.97%	0.95%	
	Moosinning	1.04%	1.24%	1.24%		0.95%		
Moosinning	Moosinning	1.04%	1.24%	1.24%		0.95%		
	Moosinning	1.04%	1.05%	1.05%		0.90%		
Bei Gussasphaltbelag *):								zus. 0,30 %
**): Gussasphalt war noch nicht vollständig aufgebracht.								

Tabelle A3.1 Zusammenstellung der Dämpfungswerte aus den Versuchen und Empfehlungen für unterschiedliche Tragsysteme. Die Empfehlungen sind eine Orientierungshilfe; je nach örtlichen Gegebenheiten (z. B. Baugrund, Lager) sind abweichende Werte möglich.