

Die approbierte Originalversion dieser Dissertation ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).

Dissertation zum Thema

Systemidentifikation seilgestützter Tragwerke

Die dynamische Strukturantwort von Schrägseilen

Ausgeführt am

Institut für allgemeine Mechanik an der Technischen Universität Wien
Institut für konstruktiven Ingenieurbau an der Universität für Bodenkultur Wien

unter Anleitung und Betreuung durch

ao. Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr. Christoph Adam

o. Univ. Prof. Dipl.- Ing. DDr. Konrad Bergmeister

eingereicht von

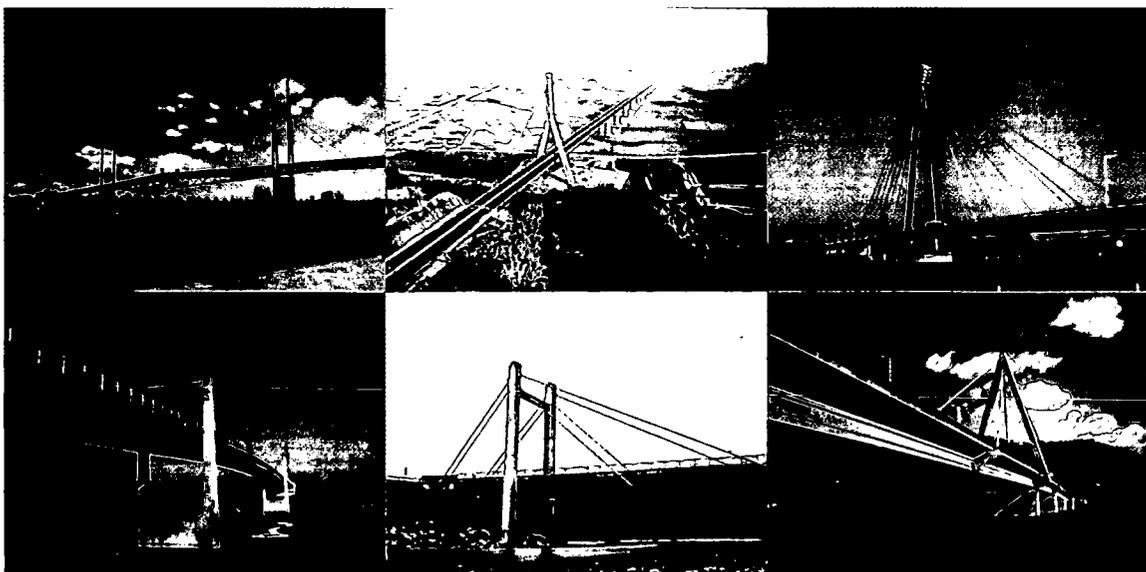
Roman Geier

Engerthstraße 137; A – 1020 Wien

Matr. Nr.: 9340433

**Miss alles, was sich messen lässt, und mach alles messbar, was
sich nicht messen lässt**

(Galileo Galilei 15.02.1564 - 08.01.1643)



Dank

Besonderen Dank möchte ich meinem Betreuer ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Christoph Adam vom Institut für allgemeine Mechanik an der Technischen Universität Wien aussprechen, der mich durch sein hohes Engagement, seine Geduld bei den Korrekturen und in den zahlreichen persönlichen Gesprächen sowie seine konstruktive Kritik während der letzten Jahre geführt, motiviert und geleitet hat. Seine Verbesserungsvorschläge und Denkanstöße waren meist mit viel Arbeit verbunden, jedoch waren diese für die Qualität der vorliegenden Arbeit von entscheidender Bedeutung.

Weiters möchte ich meinem zweiten Betreuer, dem Vorstand des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau an der Universität für Bodenkultur, o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. DDr. Konrad Bergmeister danken, der zur Erstellung dieser Arbeit viel beigetragen hat. Sein in mich gesetztes Vertrauen war maßgebend für meine Motivation und die Ausdauer das Doktorat abzuschließen. Überdies konnte ich bei ihm immer ein offenes Ohr für persönliche Gespräche finden, um mich in schwierigen Zeiten in Hinblick auf meine berufliche Entwicklung beraten zu lassen. Da ein solches Engagement keine Selbstverständlichkeit darstellt, möchte ich ihm besonders herzlich danken.

Herrn Dipl.-Ing. Dr. Helmut Wenzel, Geschäftsführer der VCE Holding GmbH., der mir durch meine berufliche Tätigkeit bei VCE die Infrastruktur und das konstruktive Umfeld geboten hat, Forschungsarbeit zu leisten, möchte ich besonders danken. Ohne diese Möglichkeit und die entsprechenden Geräte zur Aufzeichnung der Messdaten an den verschiedenen Schrägseilbrücken wäre das vorliegende Doktorat in dieser Form nicht möglich gewesen.

Weiters möchte ich mich bei Herrn Hofrat Dipl.-Ing. Behon von der Niederösterreichischen Landesregierung, sowie bei Herrn TOAR RgR Ing. Dornetshuber von der Oberösterreichischen Landesregierung, bedanken, die mir auf sehr unkomplizierte Weise Ihre Genehmigung erteilt haben, die Untersuchungsergebnisse der Donaubrücke Tulln sowie der Voestbrücke Linz im Rahmen dieser Arbeit zu präsentieren. In diesem Zusammenhang möchte ich all jenen meinen Dank aussprechen, die mich bei den unterschiedlichen Landesregierungen und Behörden bei der Beschaffung von Plänen und Dokumentationen der einzelnen Schrägseilbrücken unterstützt haben.

Entscheidend für meinen bisherigen Weg waren jedoch meine Eltern, die den Grundstein meiner Ausbildung gelegt, mein Diplomstudium ermöglicht haben und in jeder Situation unterstützend hinter mir stehen. Sie haben den heutigen Menschen aus mir gemacht, der stolz darauf ist solche Eltern zu haben.

Ich möchte aber auch meine Schwester nicht unerwähnt lassen, die für mich immer ein vertrauensvoller und freundschaftlicher Zuhörer ist und mir oft durch Ihre Sicht der Dinge zu einer neuen Perspektive verholfen hat. Weiters danke ich meiner Lebensgefährtin für die Motivation und Unterstützung während der schwierigen und anstrengenden Zeit bei der Fertigstellung dieser Arbeit, sowie für die akribische Durchsicht des endgültigen Manuskriptes.

Kurzfassung

Der in der Praxis tätige Bauingenieur sieht sich in zunehmendem Maße mit Aufgaben, welche die Berechnung und Beurteilung von Bauwerken unter dynamischen Lasten (Wind, Verkehr, Erdbeben) erfordern, konfrontiert. Diese Tendenz ist nicht zufällig, sondern entspricht der allgemeinen Entwicklung in Technik und Gesellschaft. Aus diesem Grund ist noch umfassender Forschungsbedarf auf dem Gebiet der Baudynamik gegeben. Während für einige Probleme bereits entsprechende Lösungen bzw. Beurteilungsmethoden vorhanden sind, existieren noch zahlreiche Bereiche in denen praktische Ansätze und Untersuchungsmethoden fehlen. Die vorliegende Arbeit soll einen wesentlichen Beitrag zur Weiterentwicklung der Untersuchung und Beurteilung von Zuggliedern seilgestützter Konstruktionen liefern.

Die Kenntnis der aktuellen Zugkräfte in Kabeln von Schrägseilbrücken, Hängern von Bogenbrücken und externen Spanngliedern ist zur Beurteilung dieser Elemente, aber auch zur globalen Beanspruchungsprüfung der Konstruktion erforderlich. Die Feststellung dieser Kräfte durch Abhebekontrollen mit hydraulischen Pressen ist mit einem erheblichen Aufwand sowie der Gefahr von Beschädigungen verbunden. Aus diesem Grund sind Verfahren erforderlich, die rasch und vor allem zerstörungsfrei die Kabelkräfte bestimmen können.

Hauptziel dieser Arbeit ist die Entwicklung genauer zerstörungsfreier Methoden für die Bestimmung der im Kabel wirksamen Zugkraft auf Basis von Schwingungsmessungen. Durch die Untersuchung der Schwingungscharakteristik von Schrägseilen ist ein Lösungsansatz vorhanden, die Eigenfrequenzen (und damit die wirksame Kabelkraft), die Biegesteifigkeit sowie die Dämpfungsparameter abzuleiten. Grundsätzlich wurden auch bisher Schwingungsmessmethoden zur Bestimmung der wirksamen Kabelkräfte herangezogen, die dabei erzielten Genauigkeiten waren jedoch nicht zufriedenstellend. Vor allem bei hohen Kabelkräften und kurzen Kabeln sind fallweise Fehler bis $\pm 10\%$ zur tatsächlichen Kabelkraft feststellbar.

Die wesentlichsten Ziele bei der Erstellung dieser Arbeit sind die Entwicklung eines genauen und praktisch einsetzbaren Verfahrens zur Bestimmung der Kabelkraft sowie von Dämpfungswerten. Der festgestellte Zusammenhang zwischen gemessener Eigenfrequenz, Kabelkraft sowie Biegesteifigkeit ermöglicht, durch eine Berücksichtigung der Steifigkeit sowie der Lagerungsbedingung des Kabels eine exakte Kraftbestimmung im Zugglied durchzuführen. Durch diese Einflussparameter ist es möglich, eine Genauigkeit in der Größenordnung von $\pm 1\%$ des tatsächlich vorhandenen Kraftwertes zu erzielen. Die Anwendung des beschriebenen Verfahrens wird am Beispiel von drei ausgewählten Schrägseilbrücken dargestellt, wobei die allgemeine Eignung der Methode zur Bestimmung von Kabelkräften und Dämpfungsparametern nachgewiesen wird.

Wann treffen wir drei wieder zusamm?
Um die siebente Stund', am Brückendamm.
Am Mittelpfeiler.
Ich löscht die Flamm.
Ich mit.
Ich komme von Norden her.
Und ich vom Süden.
Und ich vom Meer.
Hei, das gibt einen Ringelreihn,
Und die Brücke muß in den Grund hinein.
Und der Zug, der in die Brücke trifft
Um die siebente Stund'?
Ei, der muß mit.
Muß mit.
Tand, Tand ist das Gebilde von Menschenhand!

Aus historischen Zeitungen des Jahres 1880 übernommen:

„Während eines furchtbaren Windsturmes brach am 29. Nachts die große Eisenbahnbrücke über den Taystrom in Schottland zusammen, im Moment, als der Zug darüberfuhr. 90 Personen, nach anderen 300, kamen dabei ums Leben; der verunglückte Zug hatte nämlich sieben Wagen, die alle fast voll waren, und er stürzte über 100 Fuß hoch ins Wasser hinunter. Alle 13 Brückenspannungen sind samt den Säulen, worauf sie standen, verschwunden. Die Öffnung der Brücke ist eine halbe englische Meile lang. Der Bau der Brücke hat seinerzeit 350.000 Pfund Sterling gekostet und sie wurde im Frühjahr 1878 auf ihre Festigkeit hin geprüft. Bis jetzt waren alle Versuche zur Auffindung der Leichen oder des Zugs vergeblich.“

„Die Brücke von Dundee in Schottland über die Mündung des Flusses Tay war eines der gewagtesten und großartigsten Werke. Für senkrechten Druck vollständig richtig berechnet, zog sie sich, in ihrer Länge fast wie ein Drahtseil anzusehen, über die weite Distanz in schwindelnder Höhe über den Wasserspiegel. In der Silvesternacht war nun ein furchtbarer Sturm, sodaß die Anwohner es für eine Vermessenheit hielten, wenn der Edinburger Zug die Passage wage. Er wagte sie: aber nach kurzer Zeit sah man gleichsam einen Kometenschweif ins Meer versinken. Die Brücke war auf großer Strecke gebrochen, und der ganze Zug verschwand spurlos in der Tiefe: auch nicht eine Seele erreichte das jenseitige Ufer, und selbst später fand man in den zertrümmerten Wagen nur noch eine Leiche, alle anderen – wenigstens 100 – waren ins Meer weggespült. Offenbar hat der Seitendruck, welcher der Orkan ausübte, den Zug mit der Brücke ins Meer geworfen.“

Inhaltsverzeichnis

0	AUFBAU DER ARBEIT	1
1	EINLEITUNG	4
1.1	GESCHICHTLICHER ÜBERBLICK ÜBER DYNAMISCHE PROBLEME IM BRÜCKENBAU.....	4
1.2	MOTIVATION, GEGENSTAND UND AUFGABENSTELLUNG DIESER ARBEIT	11
2	ÜBERWACHUNG VON BRÜCKEN.....	13
2.1	ALLGEMEINES.....	13
2.2	LAUFENDE ZUSTANDSÜBERWACHUNG (HEALTH MONITORING) VON BRÜCKEN	15
2.3	DAS MESS- UND AUSWERTESYSTEM BRIMOS ZUR ZUSTANDSÜBERWACHUNG VON BRÜCKEN.....	18
3	GRUNDLAGEN FÜR DIE ZUSTANDSÜBERWACHUNG.....	23
3.1	ÜBERSICHT	23
3.2	DEFINITIONEN.....	25
3.3	DER LINEARE EINMASSESCHWINGER	26
3.3.1	<i>Freie Schwingung</i>	27
3.3.2	<i>Erzwungene Schwingung</i>	27
3.4	DER LINEARE MEHRMASSENSCHWINGER	35
3.4.1	<i>Freie Schwingung</i>	35
3.4.2	<i>Erzwungene Schwingung</i>	37
3.5	DIE DÄMPFUNG VON BAUKONSTRUKTIONEN	43
3.5.1	<i>Definition der Dämpfung</i>	44
3.5.2	<i>Messtechnische Bestimmung der modalen Dämpfung</i>	47
3.6	BESTIMMUNG DER KABELKRAFT AUF BASIS VON EIGENFREQUENZMESSUNGEN.....	50
3.6.1	<i>Das massebehaftete Seil im statischen Gleichgewicht</i>	51
3.6.2	<i>Freie Schwingung eines idealen Seiles</i>	52
3.6.3	<i>Bestimmung der Eigenfrequenzen eines idealen Seiles</i>	54
3.7	EIGENFREQUENZ UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER BIEGESTEIFIGKEIT	56
3.8	MESSTECHNISCHE VERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DES DYNAMISCHEN VERHALTENS VON TRAGWERKEN	61
3.8.1	<i>Die Methoden der Erzwungenen Anregung</i>	61
3.8.2	<i>Die Methode der Ambienten Anregung</i>	64
3.8.3	<i>Vergleich und Beurteilung der Erzwungenen und Ambienten Anregung</i>	65
3.9	METHODEN ZUR SYSTEMIDENTIFIKATION	70
3.9.1	<i>Allgemeine Formulierung</i>	70
3.9.2	<i>Mathematische Grundlagen der ambienten Systemidentifikation</i>	77
4	KABEL FÜR SCHRÄGSEILBRÜCKEN	91
4.1	ALLGEMEINES.....	91
4.2	TECHNOLOGIE DER KABEL UND SEILE.....	92
4.2.1	<i>Stabstahlbündel</i>	94
4.2.2	<i>Stahlseile</i>	94
4.2.3	<i>Vollverschlossenen Seile</i>	95
4.2.4	<i>Paralleldrahtkabel</i>	96
4.2.5	<i>Parallellitzenkabel</i>	97
4.2.6	<i>Monolitzenkabel</i>	97
4.2.7	<i>Zügelgurte</i>	99
4.2.8	<i>CFK-Kabel</i>	100
4.3	SCHUTZ DER KABEL.....	101
4.4	ABSCHÄTZUNG DER ERSTEN VERTIKALEN BIEGESCHWINGUNG	102
4.5	SCHWINGUNGSANREGUNG VON SCHRÄGSEILEN.....	104
4.5.1	<i>Allgemeines</i>	104
4.5.2	<i>Aerodynamische Grundlagen</i>	106
4.5.3	<i>Wirbelablösung (Vortex Shedding Excitation, Karman-Wirbel)</i>	108
4.5.4	<i>Flatterschwingungen durch Böenwirkung (Buffeting)</i>	109
4.5.5	<i>Formanregung (Galloping)</i>	109
4.5.6	<i>Windschatteninstabilität (Wake Instability)</i>	110
4.5.7	<i>Regen-Wind Induzierte Schwingungen (Wind-Rain Instability)</i>	111
4.5.8	<i>Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit</i>	113
4.5.9	<i>Indirekte Anregung von Schrägseilen</i>	115

5	DYNAMISCHE MESSUNGEN AN SCHRÄGSEILEN.....	118
5.1	AUSWERTEVERFAHREN.....	118
5.2	BESCHREIBUNG DER UNTERSUCHTEN TRAGWERKE	125
5.3	DONAUBRÜCKE TULLN, ÖSTERREICH.....	130
5.3.1	<i>Allgemeines zum Bauwerk.....</i>	<i>130</i>
5.3.2	<i>Ergebnisse der Untersuchung</i>	<i>132</i>
5.3.3	<i>Lösungsansatz zur Behebung der Schwingungsprobleme</i>	<i>142</i>
5.4	VOESTBRÜCKE LINZ, ÖSTERREICH	146
5.4.1	<i>Allgemeines zum Bauwerk.....</i>	<i>146</i>
5.4.2	<i>Ergebnisse der Untersuchung</i>	<i>148</i>
5.5	KAO-PING-HSI BRÜCKE, TAIWAN.....	155
5.5.1	<i>Allgemeines zum Bauwerk.....</i>	<i>155</i>
5.5.2	<i>Ergebnisse der Untersuchung</i>	<i>157</i>
6	ERGEBNISSE DER UNTERSUCHUNGEN	165
6.1	ALLGEMEINE ERKENNTNISSE.....	165
6.2	BESTIMMUNG DER KABELKRAFT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER BIEGESTEIFIGKEIT	177
6.3	BESTIMMUNG DER DÄMPFUNGSPARAMETER.....	186
6.4	REFERENZVERSUCHE	191
7	SCHLUSSFOLGERUNGEN UND WEITERE FORSCHUNGSZIELE	201
7.1	SCHLUSSFOLGERUNGEN	201
7.2	WEITERE FORSCHUNGSZIELE.....	203
7.3	KOMMENTAR	204
8	LITERATURVERZEICHNIS	206

0 Aufbau der Arbeit

Mein Interesse an der Baudynamik wurde in den Jahren 1996/97 im Rahmen einer Spezialvorlesung an der Universität für Bodenkultur, die sich unter anderem mit baulynamischen Problemstellungen befasste, geweckt. Im darauffolgenden Jahr versuchte ich entsprechende Grundlagenkenntnisse in diesem Bereich aufzubauen. Durch die Möglichkeit eine Diplomarbeit im Bereich der Baudynamik zu verfassen, beschäftigte ich mich folglich ausführlich mit dieser Thematik. Nach Abschluss meines Grundstudiums 1998 war ich bei Vienna Consulting Engineers – VCE Holding GmbH. beschäftigt, wo ich im Rahmen meiner Tätigkeit die erworbenen baulynamischen Kenntnisse umsetzen konnte. Durch das starke Engagement von VCE dynamische Untersuchungsmethoden verstärkt in der Baupraxis anzuwenden, wurde neben dem operativen Bereich eine intensive Forschungstätigkeit auf nationaler und internationaler Ebene betrieben. Europäische Forschungsprojekte mit renommierten Unternehmen und Universitäten im Bereich der Zustandsüberwachung von Bauwerken mit Hilfe dynamischer Methoden wurden erfolgreich akquiriert, wodurch zahlreiche neue, innovative Verfahren entwickelt wurden.

Durch die kommerzielle Anwendung der Zustandsüberwachung (im Folgenden auch als „Health Monitoring“ bezeichnet) auf Basis dynamischer Untersuchungen, konnte im Rahmen von Feldmessungen eine umfangreiche Messdatenbank aufgebaut werden. Die zahlreichen, in der Praxis auftretenden Probleme haben entscheidend zur Entstehung dieser Arbeit beigetragen. Dieser Umstand führte auch dazu, dass der Schwerpunkt der Arbeit auf der Auswertung der Messdaten und die daraus ableitbaren Ergebnisse liegt. In den letzten 15 Jahren wurden weltweit zahlreiche Baulynamik-Lehrbücher sowie Publikationen in Fachzeitschriften und Konferenzbänden herausgegeben, die jedoch in erster Linie Grundlagen und detaillierte mathematische Abhandlungen enthalten. Mit der zunehmenden Verbreitung dynamischer Messmethoden in der Baupraxis wollte ich mit dieser Arbeit einen Teilbereich des sehr umfangreichen Forschungsgebietes auch für die praktische Anwendung aufbereiten. Die Dissertation beschäftigt sich mit der Untersuchung der Schwingungseigenschaften von Schrägseilen sowie der Darstellung wesentlicher Erkenntnisse und neuer, innovativer Entwicklungen auf diesem Gebiet.

Da es sich bei diesem Forschungsgebiet im wahrsten Sinne des Wortes um eine „dynamische“ Wissenschaft handelt, bei der mit Sicherheit noch zahlreiche Erkenntnisse gewonnen werden, möchte ich anmerken dass es sich dabei lediglich um eine Momentaufnahme handelt. Diese Arbeit soll dabei helfen, den Blick für das Wesentliche zu schärfen und eine für die Praxis relevante Richtung vorzugeben.

Diese Arbeit ist in sieben Kapitel unterteilt, wobei die wesentlichen Aspekte zwei Themengruppen zugeordnet werden können. Der erste Abschnitt (Kapitel 2, 3 und teilweise Kapitel 4) enthält eine allgemeine Einteilung und Einführung in die Thematik der Baudynamik und arbeitet die wesentlichen Grundlagen und Verfahren auf. Der zweite Abschnitt (Kapitel 5 und 6) entspricht dem praktisch orientierten Teil, wobei die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Methode für Schrägseile dargestellt und exemplarisch angewendet wird. Den Abschluss bildet eine Zusammenfassung sowie ein Ausblick auf weitere Forschungsziele. Im Detail ist die Dissertation wie folgt aufgebaut:

Kapitel 1:

Im allgemeinen Teil der Arbeit werden bekannte, spektakuläre baulynamische Anlassfälle mit denen Bauingenieure in der Vergangenheit und Gegenwart konfrontiert sind, erläutert. Dabei soll insbesondere die Relevanz strukturdynamischer Zusammenhänge in der modernen Bautechnik herausgearbeitet werden. Abschließend werden die Gründe für die wachsende Bedeutung dynamischer Aspekte im Rahmen der Planung erläutert, wobei die Motivation sowie Gegenstand und Aufgabenstellung der Arbeit dieses Kapitel vervollständigen.

Kapitel 2:

Das zweite Kapitel der Dissertation beschäftigt sich mit der Untersuchung von Brücken, wobei im ersten Teil der Ausarbeitung auf Grundlagen sowie Veranlassung für die Zustandsüberwachung eingegangen wird. Der Lebenszyklus eines Bauwerkes ist Ausgangspunkt für die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Methoden und Verfahren. Die Erläuterung der Erhaltungs- und Überwachungsstrategie für Brücken sowie die Ziele zerstörungsfreier Prüfmethode sind ein wesentlicher Bestandteil von Kapitel 2. Im abschließenden Abschnitt wird das der Arbeit zugrunde gelegte Mess- und Auswerteverfahren kurz beschrieben.

Kapitel 3:

Dieses Kapitel ist auf die theoretischen und mathematischen Grundlagen der Zustandsüberwachung ausgerichtet. Dabei werden im ersten Abschnitt die entwickelten Verfahren zur Bestimmung der modalen Parameter einer Struktur erläutert, wobei auf rechnerische und messtechnische Methoden eingegangen wird. Die Zusammenfassung der dynamischen Grundlagen für den Einmasse- und Mehrmassenschwinger sowie die derzeit vorhandenen Kenntnisse über die mathematische und messtechnische Bestimmung der Dämpfung von Baukonstruktionen ist Hauptbestandteil von Kapitel 3. Die mathematischen Grundlagen der Kabeldynamik werden ebenfalls aufgearbeitet. Eine Zusammenstellung der messtechnischen Verfahren zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Tragwerken, sowie die Auswertemethoden zur Ableitung der modalen Parameter schließen die Erläuterungen von Kapitel 3 ab.

Kapitel 4:

Dieses Kapitel bezieht sich auf Schrägseile als wesentliche Elemente einer seilgestützten Konstruktion, wobei die baupraktisch eingesetzten Kabeltechnologien zusammengestellt werden. Die Abschätzung der ersten vertikalen Biegeschwingung von Tragwerken durch Näherungsverfahren wird ebenfalls erläutert. Der Hauptteil des Kapitels bezieht sich auf die Schwingungsanregung von Schrägseilen, wobei auf aerodynamische Effekte sowie die indirekte Anregung eingegangen wird. Verfahren zur Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit von Schrägseilen auf Basis modaler Parameter schließen Kapitel 4 ab.

Kapitel 5:

Dieser Abschnitt ist auf die praktischen Aspekte der Zustandsüberwachung von Schrägseilen durch dynamische Verfahren ausgerichtet. Das entwickelte Auswerteverfahren wird von der Aufzeichnung der Messdaten bis hin zur Bestimmung der wirksamen Kabelkraft erläutert. Die Anwendung der Untersuchungsmethode für Schrägseile wird exemplarisch an drei ausgewählten Tragwerken präsentiert. Dabei handelt es sich um die Donaubrücke Tulln und die Voestbrücke Linz in Österreich, sowie die Kao-Ping-Hsi Brücke in Taiwan.

Kapitel 6:

Die maßgebenden Erkenntnisse der Arbeit werden in Kapitel 6 zusammengefasst. Der allgemeine Teil enthält jene Ergebnisse, die für alle seilgestützten Tragwerke zutreffen. Im zweiten Teil der Ausarbeitung wird auf die Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit eingegangen um die Genauigkeit des Auswerteverfahrens zu erhöhen. Die Bestimmung von repräsentativen Dämpfungswerten für Schrägseile ist ebenfalls gezeigt, wobei in diesem Bereich noch umfangreiche Referenzversuche und Weiterentwicklungen erforderlich sind. Anhand ausgewählter Schrägseile wird das Potential der in dieser Arbeit gezeigten, verbesserten Methode dargestellt.

Kapitel 7:

Die allgemeinen Schlussfolgerungen sowie die aus der Arbeit resultierenden zukünftigen Forschungsziele beenden diese Arbeit.

1 Einleitung

1.1 Geschichtlicher Überblick über dynamische Probleme im Brückenbau

Bis heute ist die Entwicklung des Brückenbaues kontinuierlich weitergegangen, laufend wurden neue Werkstoffe und Technologien eingesetzt – die Grenzen des technisch machbaren immer weiter in den Extrembereich verschoben. Während es erfolgreich gelingt immer größere Strecken zu überbrücken, stellen sich gleichzeitig zahlreiche Strukturprobleme ein, die bei der Planung berücksichtigt werden müssen. Die dynamischen Eigenschaften der jeweiligen Konstruktion nehmen hier einen besonderen Stellenwert ein. Bereits im 19. Jahrhundert lernte man, nach dem Unglück in der Taybucht die dynamischen Lastfälle als wichtige Faktoren bei der Tragwerksplanung kennen.

Obwohl der Eisenbahnbau in Großbritannien in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts einen Höhepunkt erlebte, waren in den folgenden Jahren und Jahrzehnten noch zahlreiche Veränderungen im Brückenbau notwendig. Wo anfangs Pionier- und Erfindungsgeist von größter Genauigkeit begleitet waren, blieb bald aus Gründen des unerbittlichen Wettbewerbes keine Zeit mehr für hohe Sicherheitsansprüche im Rahmen der Planung.

Zwei rivalisierende Eisenbahngesellschaften waren in dieser Zeit in England mit der Erschließung von Schottland beschäftigt: die „North British“ im Osten und die „Caledonian“ im Westen des Landes. Südlich der Grenze zu Schottland war die North British im Vorteil, aber zwischen Dundee und Edinburgh unterbrachen zwei große natürliche Hindernisse diese Linie. Dies waren der Firth of Forth und die Taybucht. Die Passagiere waren gezwungen, in langsame Fährboote umzusteigen, die häufig wegen schlechten Wetters ihren Betrieb einstellten. Der Ingenieur der North British, Thomas Bouch, hatte seit langem Brücken über den Tay und den Forth vorgeschlagen, aber erst um 1860, als die Caledonian Line nach taktischen Verhandlungen die Oberhand gewonnen hatte, wurde langsam deutlich, dass die beiden Brücken gebaut werden mussten, wollte der Norden Großbritanniens wirtschaftlich überleben [16].

Jede Brücke musste über eineinhalb Kilometer lang sein – eine Größenordnung die zu diesem Zeitpunkt noch nicht überspannt wurde. Bouch hatte bereits zahlreiche Eisenbahnviadukte aus Eisen errichtet, darunter das größte im Land über das Tal von Belah in Nordengland. Sein Entwurf für die Taybrücke war eine Wiederholung früherer Arbeiten im vergrößerten Maßstab [16].

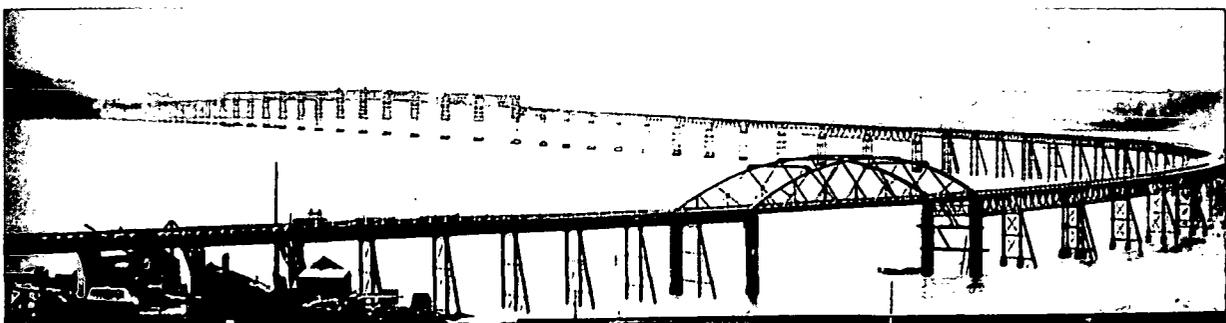


Bild 1.1 Die erste Taybrücke kurz nach ihrer Fertigstellung 1879 [16], [85]

Sein Entwurf wurde akzeptiert und so begannen im Jahr 1871 die Bauarbeiten. Diese dauerten sechs Jahre und waren mit beträchtlichen Schwierigkeiten bei der Gründung der Pfeiler sowie im hydraulischen Anheben der Tragwerke verbunden. Mehr als 20 Menschen verloren bei Unfällen ihr Leben, aber all diesen Widrigkeiten zum Trotz konnte am 26. September 1877 der erste Zug mit den Direktoren der North British und Thomas Bouch auf dem Führerstand einer Lokomotive die Brücke überqueren [16]. Der Personenverkehr wurde am 31. Mai 1878 aufgenommen. Ein Jahr später überquerte Königin Victoria diese längste Brücke der Welt und der „Triumph der Ingenieurkunst“ brachte Bouch den Ritterschlag ein, während dieser bereits einen Entwurf für eine sehr große Brücke über den Firth of Forth erstellt hatte. England war zu dieser Zeit führend im Brückenbau [175], [176].

Am Sonntag den 28. Dezember 1879 kam um 5 Uhr nachmittags in der Taybucht ein sehr starker Sturm auf. Zwei Stunden später, während das Unwetter seinen Höhepunkt erreichte, näherte sich von Süden ein Postzug mit sechs Passagierwaggons. Er erreichte niemals das Nordufer. Den größten Teil der Strecke fuhren die Züge auf der oberen Gurtung der Fachwerksträgern. Bei den 13 Feldern in der Mitte aus vernieteten Trägern wurde das Fachwerk in Form eines Trogquerschnittes ausgeführt, damit der Lichtraum für die Schifffahrt nicht beeinträchtigt wurde. Dieser Abschnitt hatte eine Länge von rund 1000 m. Durch den an diesem Tag herrschenden Winddruck wurden diese Fachwerkträger mit den gusseisernen Stützen, dem Zug und 75 Passagieren in die Tiefe gerissen. Dies war der schrecklichste Unfall in der Geschichte der Eisenbahn und des Brückenbaues im 19. Jahrhundert [16], [175], [176].

Das Urteil der Untersuchungskommission war gnadenlos: Thomas Bouch wurden selbstherrliche Fehler nachgewiesen – im Entwurf, in der Qualität der Arbeit, der Bauaufsicht – und besonders bei der Berechnung des Winddruckes [16]. Er hatte sich auf 100 Jahre alte Tabellen von John Smeaton verlassen die nicht mehr als 36 kg/m^2 als Windlast ansetzten [16], [175]. Durch dieses Unglück lernten die Ingenieure die Bedeutung dynamischer Kräfte einer Sturmbö im Gegensatz zur gleichmäßigen Belastung richtig einzuschätzen. Die Dynamik rückte mehr in den Blickpunkt der planenden und ausführenden Ingenieure.

Im Laufe der Geschichte des Brückenbaues sollten dynamische Lasten auf Brücken noch öfter für große Überraschungen sorgen. Im 20. Jahrhundert ist in diesem Zusammenhang besonders der spektakuläre Einsturz der Tacoma Narrows Hängebrücke im US-Bundesstaat Washington am 7. November 1940 hervorzuheben, bei dem jedoch glücklicherweise kein Mensch zu Schaden kam.

Grundsätzlich war das Tragwerk der Tacoma Narrows Bridge hinsichtlich der statischen Lastfälle ausreichend dimensioniert. Die für die Ermittlung der Schnittgrößen zugrunde gelegten Einwirkungen waren Eigengewicht, ständige Lasten, Verkehrslasten, Temperaturänderungen sowie die statische Einwirkung des Windes [179]. Die durch den Wind erzeugten dynamischen Lasten wurden jedoch nicht untersucht. Die Hauptabmessungen bzw. die Geometrie der Brücke ist im Bild 1.2 dargestellt [156], [165].

Hauptspannweite: $L = 853,70 \text{ m}$

Breite des Decks: $B = 11,90 \text{ m}$

Höhe der Hauptträger: $H = 2,45 \text{ m}$

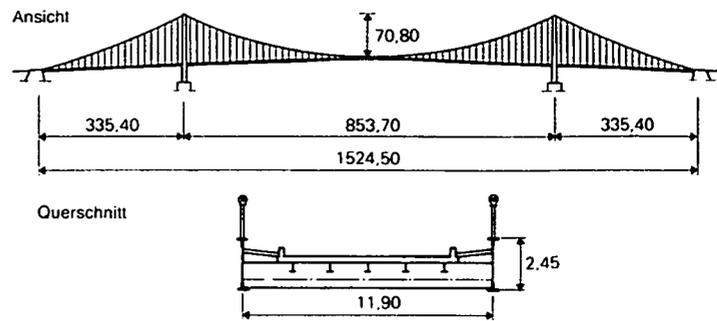


Bild 1.2 Geometrie und Hauptabmessungen der Tacoma Narrows Bridge [165]

Der durch Filmaufnahmen gut dokumentierte Einsturz des Tragwerkes ereignete sich bei einer Windstärke von etwa 19 m/s [165]. Während der zuvor etwa 70 Minuten anhaltenden Schwingung des Brückendecks wurden aus den vorhandenen Aufnahmen Verdrehungen des Querschnittes in den Viertelpunkten der Hauptspannweite von etwa $\pm 35^\circ$ abgeleitet (siehe Bild 1.3). Diese Verdrehungen wurden bis zum 7. November an der Tacoma Narrows Brücke nicht beobachtet, obwohl mehrfach Vertikalschwingungen des Tragwerkes seit der Eröffnung am 1. Juli 1940 festgestellt wurden. Diese Schwingungen waren bereits bei geringen Windgeschwindigkeiten vorhanden und führten dazu, dass das Tragwerk unter dem Name „Galloping Gertie“ weltweiten Ruhm erlangte [94], [177].

Die kurz vor dem spektakulären Einsturz vorhandenen Eigenfrequenzen waren die symmetrische Biegeschwingung bei $f = 0,133 \text{ Hz}$, sowie eine asymmetrische Biegeschwingung bei $f = 0,145 \text{ Hz}$ [94], [156]. Die Verformung des Tragwerkes in Längsrichtung entsprach damit zwei sinusförmigen Halbwellen, wobei nach 70 Minuten anhaltender Schwingung das Tragwerk vollständig zerstört wurde [165].



Bild 1.3 Der Einsturz der Tacoma Narrows Brücke in den USA 1940 [178], [179]

Das Verhältnis der Eigenfrequenz von symmetrischer zu asymmetrischer Schwingungsform sollte zur Vermeidung von Schwingungsproblemen üblicherweise rund 1,3 betragen; das Verhältnis betrug tatsächlich jedoch 1,6. Diese Differenz resultierte hauptsächlich aus der zum Zeitpunkt des Versagens beobachteten Verdrehungen der Pylone [165]. Das Tragwerk wurde damit durch sogenannte Flatterschwingungen zerstört.

Der katastrophale Einsturz der Taybrücke und das spektakuläre Versagen der Tacoma Narrows Brücke in den USA 1940 machte die Bedeutung dynamischer Wirkungen im Bauwesen den verantwortlichen Ingenieuren sowie einer breiten Öffentlichkeit bewusst. Weltweit wurde die Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der Dynamik intensiviert. Heute hat man durch die Möglichkeiten der modernen Mess- und Analysetechnik die praktische und einfache Einsatzfähigkeit dynamischer Untersuchungsmethoden erreicht. In Zukunft werden auf Grund intensiver Forschungstätigkeit sowie zahlreicher kommerzieller Anwendungen dynamische Untersuchungsmethoden weiter forciert. Die flächendeckende Anwendung der Zustandsüberwachung (Health Monitoring) auf Basis der dynamischen Charakteristik hat bzw. wird im Bauwesen ebenso als Standardinstrument Einzug halten, wie in allen anderen Bereichen der modernen Industrie. Die Anwendung dynamischer Methoden im allgemeinen Maschinenbau, der Automobilindustrie bis hin zur Flugzeug- und Militärindustrie sind heute für die Untersuchung von Bauteilen und Strukturen nicht mehr wegzudenken.

Nicht nur in den vergangenen Jahrzehnten und Jahrhunderten war man mit Schwingungsproblemen an Bauwerken konfrontiert. Auch in den letzten Jahren, trotz ausreichender Kenntnis dynamischer Wirkungen sowie der maßgebenden Strukturparameter treten immer wieder Schwingungsprobleme im Bauwesen und dabei speziell im Brückenbau auf. Hier sind vor allem die 1996 dem Verkehr übergebene Erasmus-Brücke in Rotterdam und die am 10. Juni 2001 eröffnete Milleniumbridge in London anzuführen.

Die 1996 fertiggestellte Erasmusbrücke wurde als Schrägseiltragwerk über den Fluss Maas in Rotterdam ausgeführt. Die Brücke stellt vor allem durch die Geometrie des Pylons ein sehr komplexes Bauwerk dar. Der Streckträger besteht aus drei I-förmigen Hauptelementen, welche auf Grund ästhetischer Vorgaben eine sehr hohe Schlankheit aufweisen [125]. Das gesamte System besteht aus einer 280 m spannenden Schrägseilbrücke, einem Verbund-Vorlandtragwerk, sowie einer Klappbrücke. Vor allem der nach hinten geneigte, geknickte A-Pylon mit einer Höhe von 139 m war eine technische Herausforderung [180].

Am Morgen des 4. November 1996 wurden an der Erasmus-Brücke starke Schwingungen an den Schrägkabeln während windigem, leicht regnerischen Wetter beobachtet. Die Schwingungen der einzelnen Kabel traten in der Größenordnung von 2 bis 3 mal des Durchmessers, also zwischen 0,5 m und 0,7 m auf. Das Brückendeck zeigte durch die Interaktion ebenfalls Schwingungen, in einer Größenordnung von etwa 25 mm. Als Sofortmaßnahmen wurden Störseile zwischen Kabel und Brückendeck integriert, welche vorerst zu einer Beruhigung der Schwingungen führten [133].

Dynamische Untersuchungen [125] identifizierten sehr niedrige Dämpfungswerte für die ausgeführten Schrägkabel als Ursache, wodurch diese hinsichtlich Regen-Wind-Induzierter Schwingungen hohe Anfälligkeit zeigten. Die maximale Länge der Kabel beträgt rund 300 m, wobei die PE-Oberfläche der Hüllrohre vollständig glatt ist. Als Maßnahme wurden nachträglich Dämpfungselemente zwischen Kabel und Deck eingebaut, die jedoch das Problem nicht vollständig beheben konnten, da ihre Leistungsfähigkeit für die Energiedissipation zu gering war. Erst durch die Installation von ausreichend dimensionierten passiven Dämpfern [138] wurde das Phänomen dauerhaft behoben [68], [133].



Bild 1.4 Die Erasmus-Brücke in Rotterdam [180], [181], [182]

Einen weiteren interessanten Fall stellt die Millenniumbrücke im Zentrum Londons dar. Hier war die Ursache für Schwingungsprobleme in einem völlig anderen Bereich angesiedelt. Aktuelle Veröffentlichungen und Fachzeitschriften sprechen, wenn sie sich auf die Brücke beziehen, von der wahrscheinlich graziösten Hängebrücke unserer Zeit [154]. Einige außergewöhnliche Ansätze ermöglichen die hohe Schlankheit der 330 m langen Brücke. Der 4 m breite Steg wird von insgesamt 8 Kabel getragen, die über einen Y-förmigen Pylon geführt werden. Die Besonderheit besteht darin, dass sich die mit speziell geformten Kragarmen ausgestatteten Querträger direkt auf die Kabel absetzen [31], [184]. Sehr auffällig ist der geringe Kabeldurchhang von nur 2,30 m in der Mittelöffnung bei 144 m Spannweite. Die Brücke unterschreitet damit das übliche Verhältnis von Durchhang zu Spannweite bei Hängebrücken von 1:10 um mehr als das Sechsfache [154].

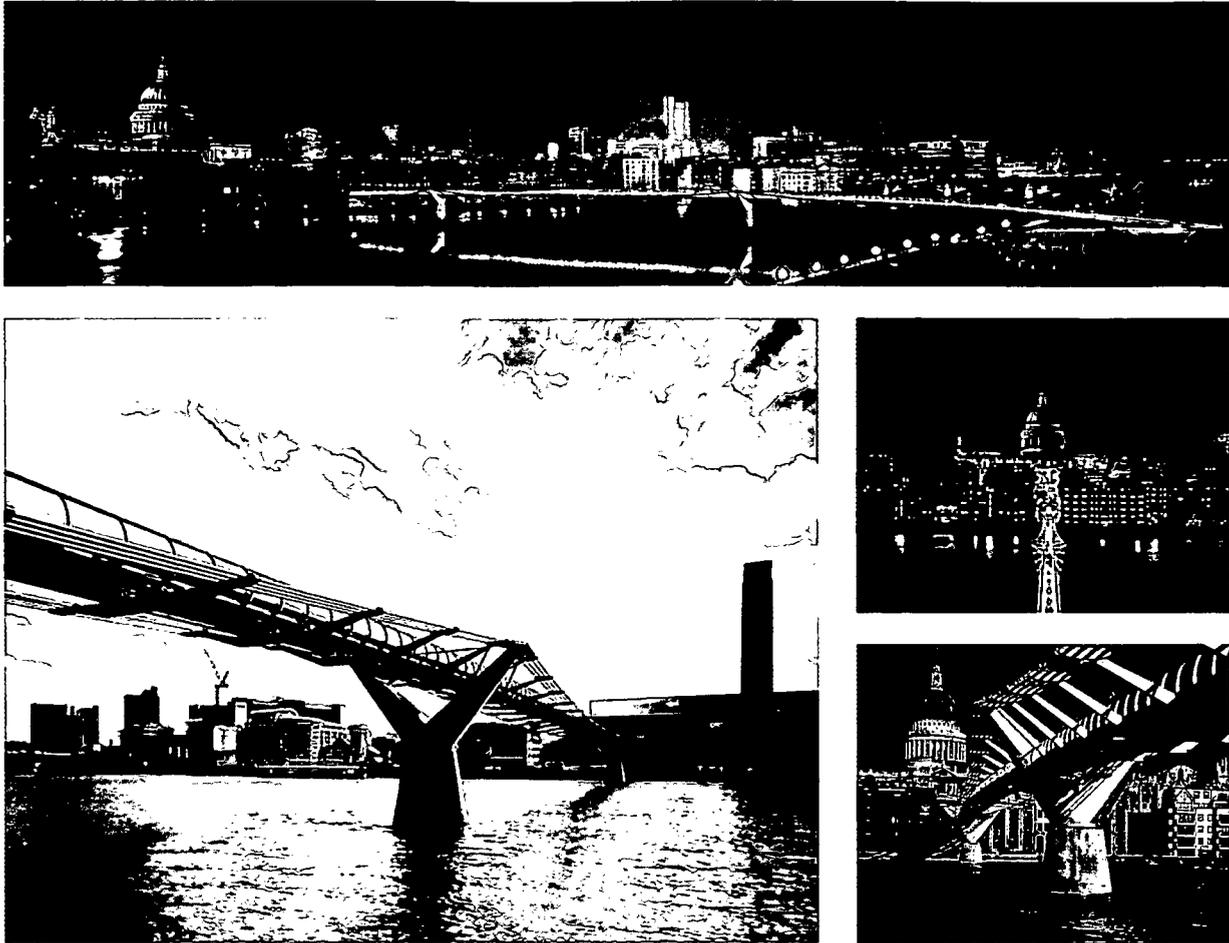


Bild 1.5 Die Milleniumbrücke im Zentrum Londons nach der Eröffnung [183], [184], [185], [186]

Nach 16-monatiger Bauzeit wurde das Bauwerk im historischen Zentrum Londons dem Fußgängerverkehr übergeben; noch am Eröffnungstag war der Besucherstrom sehr groß. Unter der Last zahlreicher Fußgänger traten jedoch erhebliche horizontale Schwingungen auf, wobei die anwesenden Ingenieure beobachteten, dass sich die Passanten im Gleichschritt und zusätzlich in Phase mit den Schwingungen bewegten [121]. Am 12. Juni 2001, zwei Tage nach der Eröffnung, wurde das Bauwerk bis zur Aufklärung der Schwingungsursache gesperrt [154].

Detaillierte Untersuchungen wurden eingeleitet, wobei anhand einer rechnerischen Analyse Schwingungen mit einer Eigenfrequenz von 0,74 Hz und 0,87 Hz nachgewiesen wurden. Die gemessenen Frequenzen wurden bei 0,77 Hz bzw. 0,99 Hz bestimmt [121], [184]. Im Entwurfsstadium wurde lediglich eine Beurteilung hinsichtlich transversaler Bewegungen durchgeführt, die durch exzentrische Vertikalkräfte (Torsionsschwingungen) ausgelöst werden. Die am Bauwerk beobachteten Schwingungen besaßen jedoch keine sichtbare vertikale Komponente [154]. Durchgeführten Studien zufolge entstanden die horizontalen Schwingungen aus den kleinen seitlichen Kraftkomponenten die beim Gehen von Personen auf den Untergrund übertragen wurden. Die Grundfrequenz dieser Kräfte betrug dabei etwa die Hälfte der vertikalen Frequenz und wies damit eine Bandbreite von etwa 0,75 Hz bis 1,25 Hz auf [154]. Diese Anregung führte daher bei Eigenfrequenzen der Brücke von 0,77 Hz und 0,99 Hz zu ausgeprägten Resonanzerscheinungen [31], [57], [150].

Durch die verschiedene Verteilung der Schrittfolge heben sich die Kräfte bei einer größeren Anzahl von Personen üblicherweise auf. Ab einer gewissen kritischen Menschenmenge steigt jedoch die Wahrscheinlichkeit für eine Synchronisation dieser Kräfte. Beginnt die Brücke nun leicht zu schwingen, tritt eine Kettenreaktion ein, bei der immer mehr Menschen – um ihr Gleichgewicht zu halten – ihre Schrittfrequenz den Schwingungen der Brücke anpassen [154]. Während sich bei der Milleniumbrücke bei etwa 500 Personen noch keine unzulässigen Schwingungen einstellten, kam es bereits bei etwa 50 Personen mehr innerhalb weniger Minuten zu unakzeptabel hohen Werten [31]. Die Belastung des Bauwerkes geht dabei von einer zufälligen Erregung (Random Excitation) in Resonanzerrregung über [154].

Zur Behebung der Schwingungsprobleme wurden 37 viskose Dämpfungselemente [184] geplant, die schräg unter dem 330 m langen Brückendeck, zwischen Tragwerk und Widerlager sowie zwischen Tragwerk und Stützen eingebaut wurden. Zusätzlich fanden etwa 50 abgestimmte Masse-Dämpfern zur Unterdrückung unzulässig hoher vertikaler Schwingungen Verwendung [31], [154].

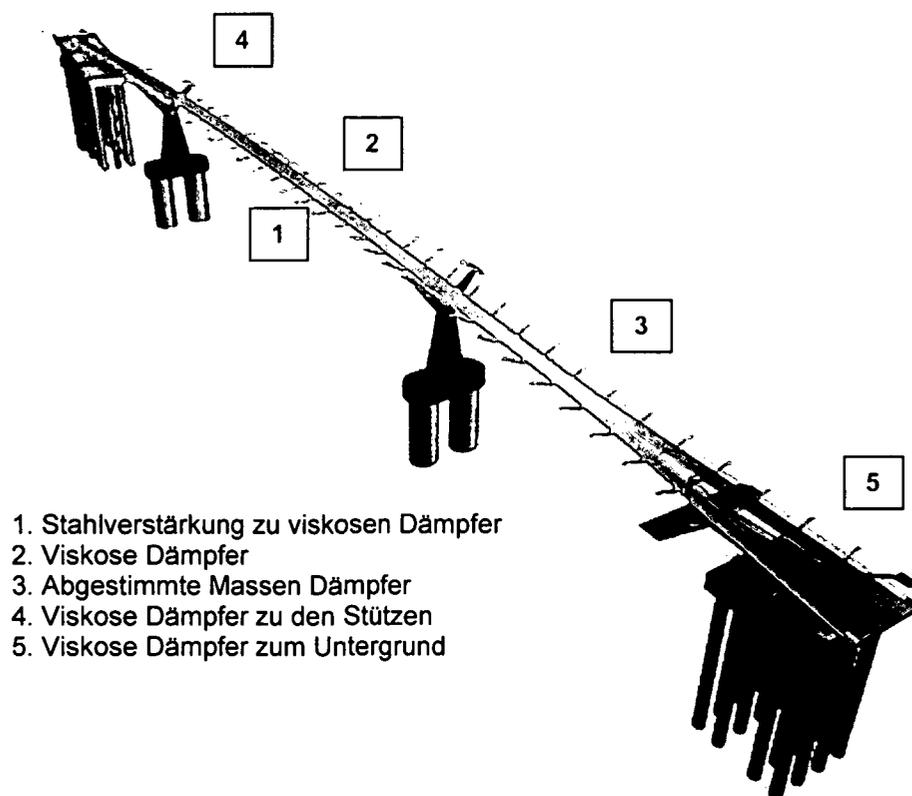


Bild 1.6 Sanierungskonzept für die Londoner Milleniumbrücke [184]

1.2 Motivation, Gegenstand und Aufgabenstellung dieser Arbeit

Der in der Praxis tätige Bauingenieur sieht sich in zunehmenden Maße Aufgaben, welche die Berechnung und Beurteilung von Bauwerken unter dynamischen Lasten (Wind, Verkehr, Erdbeben) erfordern, konfrontiert. Eine Reihe von Gründen zeigt, dass diese Tendenz nicht zufällig ist, sondern der allgemeinen Entwicklung in Technik und Gesellschaft entspricht. Hauptverantwortlich sind dabei die folgend angeführten Umstände:

- Die Verwendung höherfester Baustoffe, größere Abmessungen von Bauwerken sowie größere Spannweiten führen zu elastischen Konstruktionen, die auf dynamische Lasten stärker reagieren.
- Größere Leistungseinheiten im Maschinenbau – Turbogeneratoren, Pressen, Turbinen, Fahrzeuge – ziehen erhöhte dynamische Lasten für Bauwerke und Ansprüche an deren Verhalten und Genauigkeit nach sich.
- Neue technische Entwicklungen weisen oft gesteigerte Leistungsparameter wie Drehzahlen, erhöhte Betriebsdrücke, Fertigungsgeschwindigkeiten usw. auf, die Anlass zu dynamischen Untersuchungen geben.
- Moderne Methoden und Verfahren erfordern die Auseinandersetzung mit seltenen, aber möglichen und sehr hohen Lasten (Impulse) mit maßgebendem dynamischen Anteil um Folgeschäden am jeweiligen Objekt zu begrenzen.
- Technologische Anwendung von Schwingungsprozessen, erweiterte Anwendung der Sprengtechnik, Maßnahmen bei im Betrieb befindlichen Anlagen stellen Aufgaben, die vorerst nur zum Teil wissenschaftlich geklärt sind.
- Die Entwicklung der Feintechnik und der Automatisierung sowie Präzisionsanforderungen an Fertigungsgenauigkeit und Laufruhe von rotierenden Maschinen (Gas- und Dampfturbinen) stellen extrem hohe Anforderungen an den Schwingungsschutz und die schwingungstechnische Abstimmung.
- Dem Niveau der gesellschaftlichen Entwicklung entsprechende Schutzanforderungen und Ansprüche im Wohnbereich zwingen zur genaueren Untersuchung des Bauwerksverhaltens, sowie zu wirksamen Schall- und Schwingungsschutzmaßnahmen. Für den Eisenbahnbau ist in diesem Zusammenhang beispielsweise die Entwicklung von Masse-Feder-Systemen anzuführen.

Aus der im Kapitel 1.1 zusammengefassten Darstellung von frühen und aktuellen Schwingungsproblemen an Brücken ist deutlich erkennbar, dass noch umfassender Forschungsbedarf auf dem Gebiet der Baudynamik besteht. Während für einige Probleme bereits entsprechende Lösungen bzw. Beurteilungsmethoden vorhanden sind, existieren noch zahlreiche Bereiche in denen praktische Ansätze und Untersuchungsmethoden fehlen. Diese Arbeit soll einen wesentlichen Beitrag für die Weiterentwicklung der Untersuchung und Beurteilung von Zuggliedern abgespannter Konstruktionen liefern.

Im Rahmen der Planung und der im Folgenden erforderlichen Erhaltung von Brückenbauwerken ist man in zunehmendem Ausmaß mit Schrägseilen und externen Spanngliedern konfrontiert. Zum einen weil Schrägseilbrücken durch ihr ästhetisches Erscheinungsbild vermehrt entworfen und gebaut werden, und zum anderen weil im Rahmen von Sanierungen alter Tragwerke sowie bei neuen Entwürfen externe Vorspannung immer häufiger eingesetzt wird. Bei den komplexen Schrägseilbrücken ist man zusätzlich mit dem Problem konfrontiert, dass die sensibelsten Tragelemente solcher Konstruktionen – die Kabel und Seile – nur sehr schwer auf ihren Zustand und die aktuelle Tragfähigkeit geprüft werden können.

Die Kenntnis der aktuellen Zugkräfte in Seilen abgespannter Konstruktionen (Maste, Zeltdächer), in Seilen bzw. Kabeln von Schrägseilbrücken, in Hängern von Bogenbrücken und in externen Spanngliedern ist zur Beurteilung dieser Elemente, aber auch zur globalen Beanspruchungsprüfung der Konstruktion erforderlich. Die Feststellung dieser Kräfte durch Abhebekontrollen mit hydraulischen Pressen ist mit einem erheblichen Aufwand sowie der Gefahr von Beschädigungen verbunden. Die Montagearbeiten bei den Verankerungen können die Dauerhaftigkeit dieser kritischen Elemente ungünstig beeinflussen. Aus diesem Grund sind Verfahren erforderlich, die rasch und vor allem zerstörungsfrei die Kabelkräfte bestimmen können.

Hauptziel dieser Arbeit und der damit verbundenen Forschungstätigkeit ist die Entwicklung genauer, zerstörungsfreier Methoden für die Bestimmung der im Kabel wirksamen Zugkraft auf Basis von Schwingungsmessungen. Durch die Untersuchung der Schwingungscharakteristik von Schrägseilen ist ein Lösungsansatz vorhanden die Eigenfrequenzen (und damit die wirksame Kabelkraft), die Biegesteifigkeit sowie die Dämpfungsparameter abzuleiten. Mit diesen Parametern können eine Fülle von Aufgaben hinsichtlich Beurteilung des Schwingungsverhaltens und Zustandsermittlung durchgeführt werden. Grundsätzlich wurden bisher auch Schwingungsmessmethoden zur Bestimmung der wirksamen Kabelkraft herangezogen, die dabei erzielten Genauigkeiten waren jedoch nicht zufriedenstellend. Vor allem bei hohen Kabelkräften und kurzen Kabel waren fallweise Fehler bis $\pm 10\%$ zur tatsächlichen Kabelkraft feststellbar.

Ein weiteres ambitioniertes Ziel der Forschungstätigkeit im Rahmen dieser Arbeit ist die Ableitung von Beurteilungsparametern, die es ermöglichen, den aktuellen Zustand eines Spanngliedes festzustellen. Dabei sind quantifizierbare und damit vergleichbare Entscheidungskriterien zu entwickeln, mit denen eine objektive Beurteilung des Kabels durchgeführt werden kann. Ziel ist es, durch die Auswertung bestimmter Kennwerte beschädigte bzw. kritische Kabel aus dem gesamten Schrägseilverband auf Basis dynamischer Messungen zu identifizieren. Damit ist ein leistungsfähiges Instrument zur Beurteilung vorhanden, auf dem Sanierungsmaßnahmen oder Überwachungskonzepte aufbauen können.

2 Überwachung von Brücken

2.1 Allgemeines

Die Geschichte der Technik, im Besonderen die der Bautechnik, ist geprägt durch den sich ständig wiederholenden Prozess der Risiko-Abwägung zwischen dem Betreten von Neuland und dem Beharren auf Erprobtem und Bewährtem (Normung). Dabei steht der Bauingenieur vor dem Problem, ob das nach einem entwickelten Gedankenmodell errichtete Bauwerk allen späteren Einwirkungen auf Dauer und mit Sicherheit widersteht. Damit kann die Frage verstanden werden, ob die Übertragung der modellhaften Vorstellungen auf das Bauwerk unter den tatsächlichen Beanspruchungen aus Baugrund, Nutzung und Betrieb sowie unter den auftretenden Umwelteinflüssen von Wind, Sonne, Frost, Wasser und Schadstoffen richtig war [88], [115]. Die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerkes soll über einen möglichst langen Zeitraum gewährleistet werden.

Brücken stellen einen wichtigen Faktor für die Verkehrsinfrastruktur eines Landes dar. Der Höhepunkt des Brückenbaues war in Europa nach dem 2. Weltkrieg sowie zwischen 1960 und 1970 festzustellen. Aus bisher gemachten Erfahrungen der Brückenerhalter zeigt sich, dass im Laufe der Nutzung ein sogenanntes „kritisches Bauwerksalter“ erreicht wird, ab dem aufwändige und kostspielige Erhaltungs- bzw. Instandsetzungsarbeiten erforderlich werden, um weiterhin eine gefahrlose, uneingeschränkte Nutzung des Bauwerkes zu gewährleisten. Dieses kritische Alter wird im Schnitt nach etwa 30-jährigem Betrieb auftreten [4], [32], [53]. Daraus lässt sich ableiten, dass etwa ab dem Jahr 2005 mit einem erheblichen Investitionsaufwand für die Erhaltung der Verkehrsinfrastruktur zu rechnen ist. In Zeiten, die von reduzierten Geldern für Erhaltung und Sanierung gezeichnet sind, ist daher ein alternativer Ansatz erforderlich, der eine Früherkennung von Schäden bzw. problematischen Tragwerken ermöglicht [64], [66].

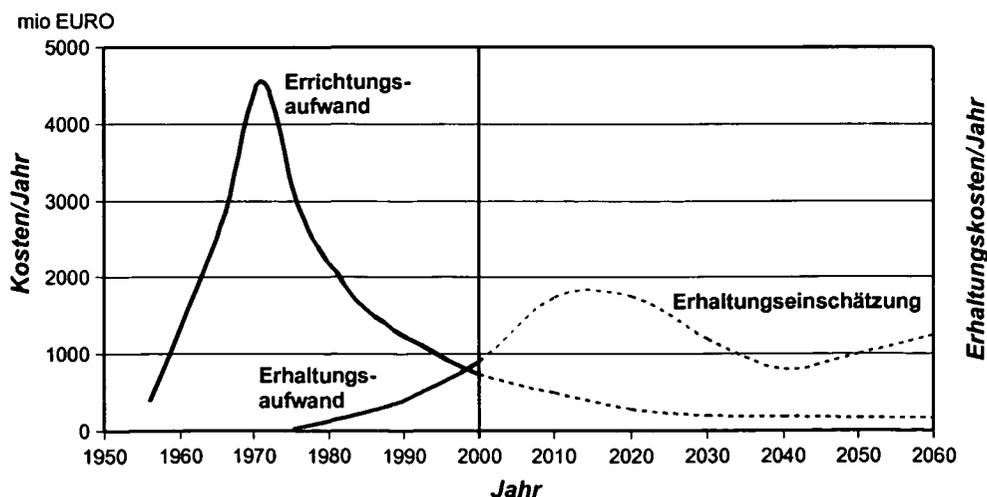


Bild 2.1 Zeitlicher Verlauf der Neubauten sowie der erforderlichen Erhaltungsarbeiten [32], [54]

Eine angestrebte Lebensdauer der Brücken von etwa 100 Jahren ist nur möglich, wenn während dieser Nutzungsdauer zeitgerecht entsprechende Erhaltungsinvestitionen getätigt werden (siehe dazu Bild 2.1). Eine Brücke gilt dabei als funktionstüchtig, wenn sie eine, an den gültigen Normen orientierte Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und eine an die Bedürfnisse der Benutzer angepasste Gebrauchstauglichkeit aufweist [168].

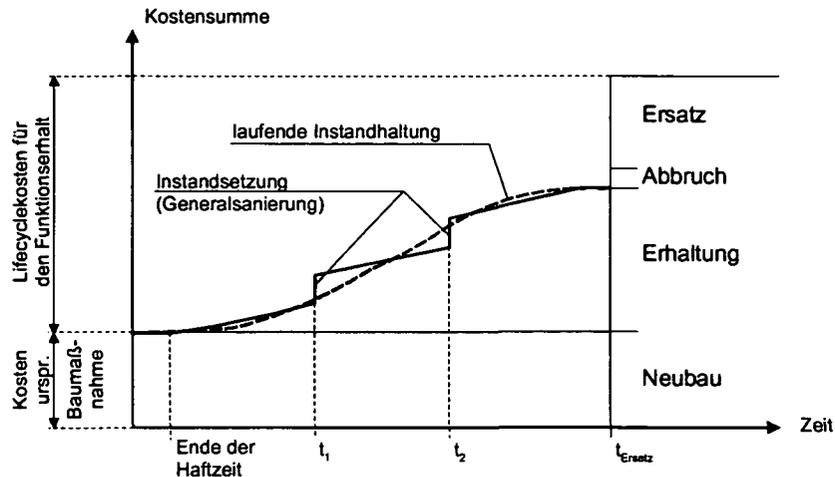
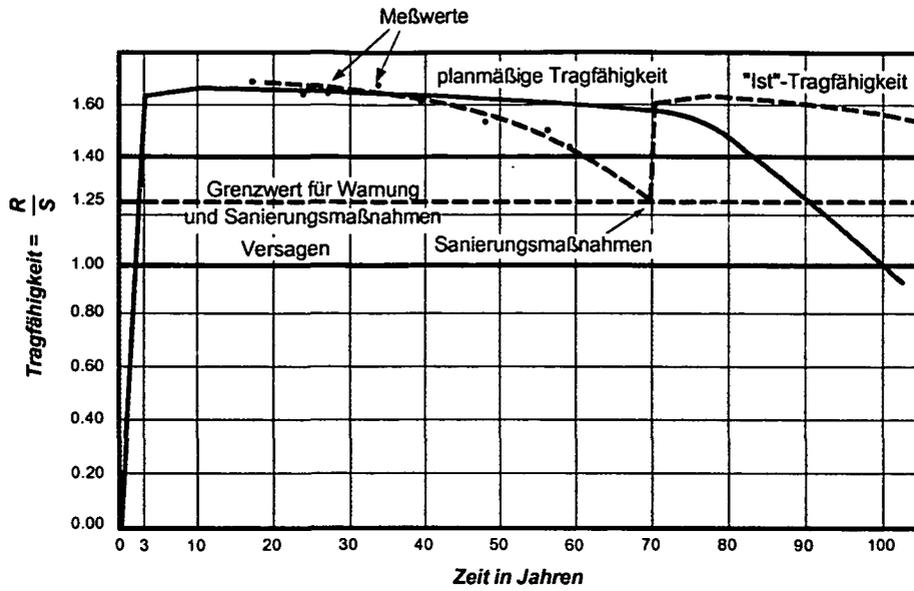


Bild 2.2 Gesamtkosten für ein Tragwerk im Bauwesen [168]

Die Erhaltung beginnt unmittelbar nach der Fertigstellung eines Neubaus, verläuft während der Gewährleistungsfrist praktisch kostenfrei, dann fällt die laufende Wartung und Instandhaltung an und ein- oder zweimal im Leben einer Brücke wird eine Instandsetzung bzw. eine Generalsanierung durchzuführen sein [4], [56], [168]. Wenn die Brücke das Ende ihrer Nutzungsdauer erreicht hat, das heißt nicht mehr erhaltungswürdig ist, wird sie ersetzt. Dabei fallen konzentriert die Kosten für Abbruch und Neubau an. Damit ist der Lebenszyklus (Life-Cycle) der Erhaltung beendet und ein neuer Kreislauf beginnt [130]. Man könnte Instandhaltung und Generalsanierung durch eine Ausgleichsfunktion annähern [168] und hätte eine Funktion für den Kostenverlauf mit zwei Unbekannten der Kalibrierung von Zeit- und Kostenachse:

- Zu welchem Zeitpunkt t ist mit einem hohen Finanzierungsaufwand für ein Ersatzbauwerk zu rechnen, da das Ende der Lebensdauer erreicht wird?
- Wie hoch sind die einzelnen Anteile der Erhaltung (Lebenszyklus-Kosten)?

Werden dynamische Messungen durchgeführt, so kann die Zeitachse kalibriert werden. Dabei wird, ausgehend von der Basismessung, der zeitliche Verlauf der Tragfähigkeit abgeleitet. Fällt die gemessene Tragfähigkeit unter einen definierten Grenzwert, so sind entsprechende Maßnahmen (Sanierung, Instandsetzung) erforderlich, um die Sicherheit auf ein entsprechend hohes Maß für die gefahrlose Nutzung anzuheben. Um jedoch die Kurve für die „Ist-Tragfähigkeit“ ableiten zu können, sind periodische Messungen (z. B. jährlich) des Tragwerkszustandes erforderlich. Ist eine ausreichende Anzahl von Untersuchungsjahren vorhanden, kann der künftige Verlauf des Tragwerkszustandes durch eine Extrapolation abgeleitet werden. Vorausgesetzt wird dabei, dass in dieser Zeit keine außergewöhnlichen Ereignisse eintreten, die zu Schäden führen können [54], [56].



R ... tatsächlicher Tragwiderstand
 S ... ungünstigste Einwirkungskombination

Bild 2.3 Lebenszeitdiagramm eines Bauwerkes [53], [65]

2.2 Laufende Zustandsüberwachung (Health Monitoring) von Brücken

Auf Grund der weiter zunehmenden Verkehrsdichte, insbesondere im Bereich des hochrangigen Straßennetzes, sind Einschränkungen des ungehinderten Verkehrsflusses auf Grund von Inspektionsarbeiten mit großen volkswirtschaftlichen Kosten verbunden. Der laufenden Zustandsüberwachung kommt daher große Bedeutung zu, Inspektionsarbeiten müssen auf das absolut notwendige Minimum beschränkt bleiben. Neu entwickelte Systeme werden aus diesem Grund unter der Voraussetzung entwickelt, ohne Beeinträchtigung des Verkehrsflusses eingesetzt werden zu können. Ziel ist es, ein System bereitzustellen, das durch gezielte Angabe von Problemzonen ermöglicht, den Einsatz von Inspektionsgeräten zu reduzieren und damit den Verkehrsfluss möglichst ungestört aufrecht zu erhalten. Die Instandhaltung ist ein Prozess der aus mehreren Teilbereichen entsprechend Bild 2.4 besteht.

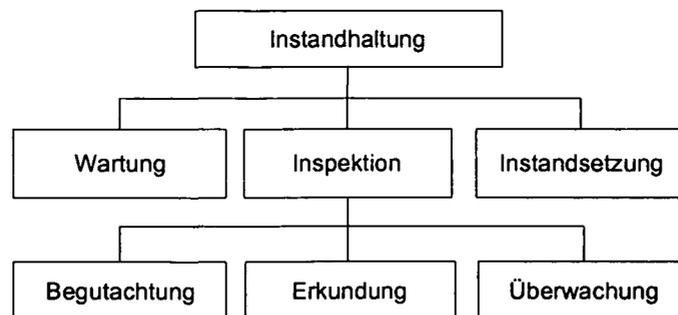


Bild 2.4 Elemente der Instandhaltung [71]

Die Überwachung und Prüfung eines Tragwerkes über seinen Lebenszyklus ist ein kontinuierlicher Prozess, bei dem nach Durchlaufen des Verfahrens bzw. Umsetzen einer erforderlichen Maßnahme die gesamte Prozedur wieder beginnt.

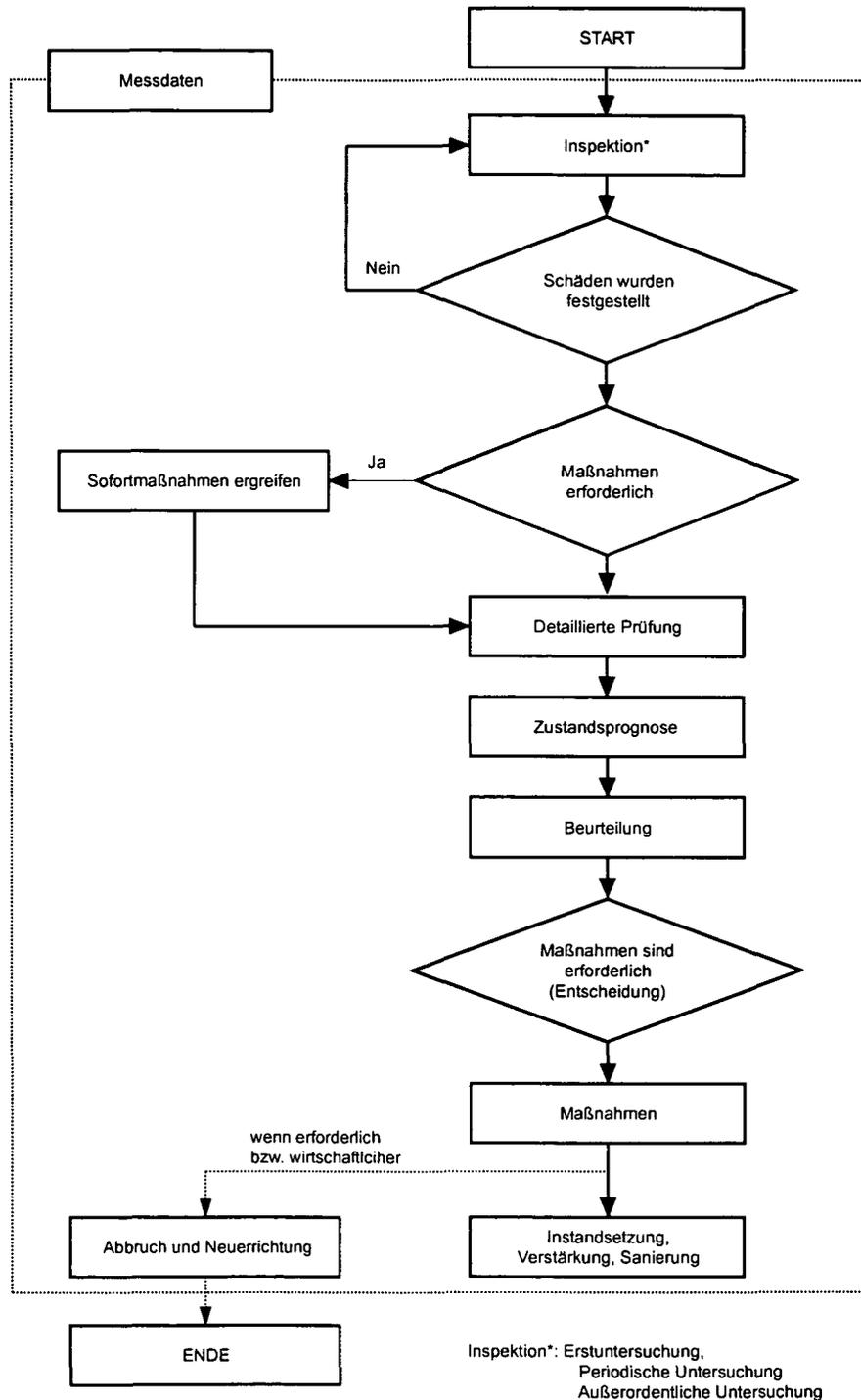


Bild 2.5 Vorgang für die Untersuchung und Beurteilung von Tragwerken (Zustandsüberwachung)

Brücken, aber auch viele andere Bauwerke, besitzen ein individuelles Schwingungsverhalten, das als Schwingungscharakteristik bezeichnet werden kann. Dieses für ein Bauwerk typische dynamische Verhalten kann durch Messungen erfasst und nach entsprechender Auswertung zur Beurteilung der Tragstruktur und zur Feststellung von möglichen Schäden herangezogen werden [3], [35], [40], [63]. Diese Strukturantwort kann durch die modalen Parameter Eigenfrequenzen, Eigenformen sowie die zugehörigen Dämpfungswerte gut beschrieben werden [44], [89], [127], [129]. Zustandsüberwachung auf Basis dynamischer Messungen für Ingenieurbauwerke kann dabei wie folgt definiert werden:

Der Aufbau und die Installation von Messgeräten, die Aufzeichnung des dynamischen Verhaltens sowie Auswertung und Analyse der gemessenen Signale, kombiniert mit allfälligen Sofortmaßnahmen zur Erhaltung und Sanierung kann unter dem Begriff Zustandsüberwachung zusammengefasst werden. Diese umfasst die Gesamtheit aller Untersuchungen eines Tragwerkes über die Zeit. Die grundlegenden Werkzeuge der Zustandsüberwachung sind die Systemidentifikation „SI“ (Ableitung der modalen Parameter), die Schadensfeststellung und Lokalisierung sowie das Erhaltungsmanagement für das Tragwerk.

Im Rahmen dynamischer Untersuchungen sind die in Tabelle 2.1 angeführten Fragen zu beantworten, um entsprechende Entscheidungsgrundlagen für die Erhaltung zu erarbeiten.

Schadensfeststellung	Gibt es überhaupt Schäden im Bauwerk?
Schadenslokalisierung	Sollten Schäden vorhanden sein, wo sind diese Problemzonen im Tragwerk zu finden?
Beurteilung	Wie groß ist der Schadensumfang; sind Sofortmaßnahmen aus Sicherheitsgründen erforderlich?
Prognose	Wie lange kann das Tragwerk mit ausreichender Sicherheit weiter betrieben werden?

Tabelle 2.1 Gründe für dynamische Untersuchungen an Bauwerken [129]

2.3 Das Mess- und Auswertesystem BRIMOS zur Zustandsüberwachung von Brücken

Das vom Autor gemeinsam mit VCE – Vienna Consulting Engineers - entwickelte System BRIMOS (BRIdge MOonitoring System) zur Zustandsüberwachung basiert auf Analyse der dynamischen Charakteristik von Bauwerken. Die Idee des Verfahrens, dynamische Systemkennwerte zur Beurteilung von Bauwerken bzw. Bauteilen heranzuziehen, wurde aus den Entwicklungen im Maschinenbau übernommen, wo diese Methode schon lange als Standardwerkzeug eingesetzt wird. Die grundlegenden Theorien der Methode gehen auf das 19. Jahrhundert zurück. Durch die Einführung von leistungsfähigen und robusten Computern in die Ingenieurpraxis, sowie der Entwicklung der Mess-, Analyse- und Sensortechnik wurde es möglich, diese Methode auch im Bauwesen zielführend einzusetzen [62], [63], [64], [65].

Das Verfahren, aus dem gemessenen dynamischen Verhalten eines Tragwerkes auf dessen Tragfähigkeit zu schließen und damit Modellannahmen zu überprüfen, ist relativ alt. Bereits 1922 bis 1945 wurden Belastungsversuche durchgeführt, wobei Ausschwingversuche an turmartigen Bauwerken dokumentiert wurden [144]. Die Überprüfung von Tragwerken durch dynamische Messmethoden hat besonders in der Schweiz eine lange Tradition und wurde bis etwa 1990 in Form von Ausschwingversuchen, stoßartiger Belastung (Impulse) sowie durch Anregung mit Unwuchterregern oder hydraulischen Schwingern durchgeführt. Ähnliche Versuche wurden in den 1970er Jahren in kleinerem Umfang zu wissenschaftlichen Zwecken auch in Österreich von Arsenal Research durchgeführt. Zu einer verbreiteten Anwendung der Methode ist es allerdings durch den damaligen Stand der Messtechnik nicht gekommen [45], [47], [48].

Bei der Entwicklung aktueller Verfahren wurde auf den neuesten Stand der Messtechnik zurückgegriffen, und verfügbare Produkte und Erfahrungen aus dem Maschinenbau sowie erste Applikationen des Bauwesens als Grundlage herangezogen. Aufbauend auf den Erfahrungen großer Forschungsinstitute wie der EMPA (Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt) in der Schweiz konnte eine für die praktische Anwendung geeignete Methode entwickelt werden. Das Verfahren beruht auf Messung der Schwingungscharakteristik unter ambienter Anregung [45]. Durch die Entwicklung der Messtechnik, insbesondere der Sensortechnologie und schneller Datenlogger ist es möglich, Messungen ambienter Tragwerksschwingungen, also Schwingungen auf Grund natürlicher Anregungsquellen (mikroseismische Erscheinungen, Wind, Wellenschlag, Verkehr etc.), mit der erforderlichen Genauigkeit durchzuführen.

Die Grundidee dynamischer Messmethoden zur Schadensfeststellung ist, dass ein lokaler Schaden im Tragwerk die globale Schwingungsantwort des Bauwerkes beeinflusst bzw. ein in unmittelbarer Umgebung des Schadens platzierter Sensor ein von den übrigen Sensoren abweichendes Systemverhalten aufzeigt. Der größte Vorteil globaler Untersuchungsmethoden ist, dass Messungen an wenigen Punkten ausreichen um eine Beurteilung des Tragverhaltens bzw. des Zustandes durchführen zu können.

Fallweise werden parallel zu den messtechnischen Untersuchungen dynamische Vergleichsrechnungen durchgeführt [34], [35], [36], [37]. Auf Grund der mit den hochempfindlichen Aufnehmern gemessenen Eigenfrequenzen, Eigenformen und im beschränkten Ausmaß auch Dämpfungswerte kann das tatsächliche Tragverhalten abgeleitet, bzw. allfällige Abweichungen zum Rechenmodell oder zu älteren Messungen interpretiert werden. Aus dieser Auswertung und der Kombination mit den Erkenntnissen konventioneller Brückenprüfungen (Inspektionen) können wichtige Informationen über den Tragwerkszustand abgeleitet werden. Neben einer Feststellung und Lokalisierung von Schäden soll die Methode auch Entscheidungskriterien für eine zielsichere, zustandsabhängige Tragwerksinspektion bereitstellen.

Ziel der Zustandsüberwachung ist es, kritische Tragwerke bzw. Tragelemente aus einem großen Bestand zu identifizieren. Eine Beurteilung hinsichtlich der Dringlichkeit allfälliger Erhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen soll durch die dynamische Methode erreicht werden. Die Untersuchungen sollen dabei jene Tragwerke erkennen, die sich in einem schlechteren Zustand befinden und daher Priorität bei der Instandsetzung haben. Eine gezielte Erhaltung und damit verbunden eine bessere Budgetplanung wird so ermöglicht.

Durch die Untersuchung der dynamischen Charakteristik in bestimmten Intervallen können Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Tragfähigkeit und der Restlebensdauer getätigt werden [64]. Messungen zu beliebigen Zeitpunkten liefern Momentaufnahmen der Tragwerksintegrität und können in Kombination mit rechnerischen Analysen oder in Vergleich zu älteren Messungen zur Entwicklung des Tragwerkszustandes genutzt werden. Die Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens sind sehr vielfältig und können beispielsweise folgende Punkte umfassen:

- Verifizierung von Berechnungsannahmen
- Schadenserkenkung
- Qualitätskontrolle nach Fertigstellung
- Planung und Bewertung von Sanierungsmaßnahmen
- Inspektionsempfehlungen
- Tragsicherheitsbewertung nach außerplanmäßigen Beanspruchungen
- Restlebensdauerabschätzungen
- Permanente Bauwerksüberwachungen
- Verkehrslastzählungen
- Sonderproblemstellungen (Schrägseilschwingungen, Untersuchung von Masse-Feder-Systemen, Windwirkungen auf Hochhäuser, Erdbebenuntersuchungen etc.)

Durch die dynamische Zustandsüberwachung werden die diagnostischen Möglichkeiten der Bauwerksuntersuchung und Beurteilung im Vergleich zu bisher angewendeten Verfahren erweitert bzw. werden neue Perspektiven eröffnet [63], [64]. Eine kombinierte Untersuchung aus konventionellen und dynamischen Methoden lassen ein umfassendes Bild über den Tragwerkszustand ableiten.

Grundlage des Systems ist die ambiente Erregung bei der ein weißes Rauschen als Eingang vorausgesetzt wird (siehe dazu Kapitel 3.8.2). Ausgehend von einem gemessenen Signal im Zeitbereich (Beschleunigungs- oder Geschwindigkeits-Zeitverlauf) kann durch eine Fourier-Transformation [23] die Strukturantwort eines Tragwerkes im Frequenzbereich dargestellt werden. Bei BRIMOS wird zur Systemidentifikation das einfache Spektralverfahren – das Ablesen von Eigenfrequenzen aus den zugehörigen Spektren – angewendet. Die Methode ist im Bauwesen zur Abschätzung weit verbreitet, wobei eine der ersten Anwendungen durch Felber [45] implementiert wurde. Bei dem ursprünglich an der EMPA entwickelten Verfahren sind die Eigenfrequenzen des Systems durch Spitzen im Frequenzspektrum (ANPSD – Averaged Normalised Power Spectral Densities) repräsentiert. Dieses ANPSD wird durch eine Mittelung der Frequenzspektren aus den einzelnen, am Tragwerk aufgestellten Sensoren, errechnet [45]. Damit kann mit nur einer Übertragungsfunktion das Schwingungsverhalten des Tragwerkes dargestellt werden (siehe dazu Kapitel 3.9.2).

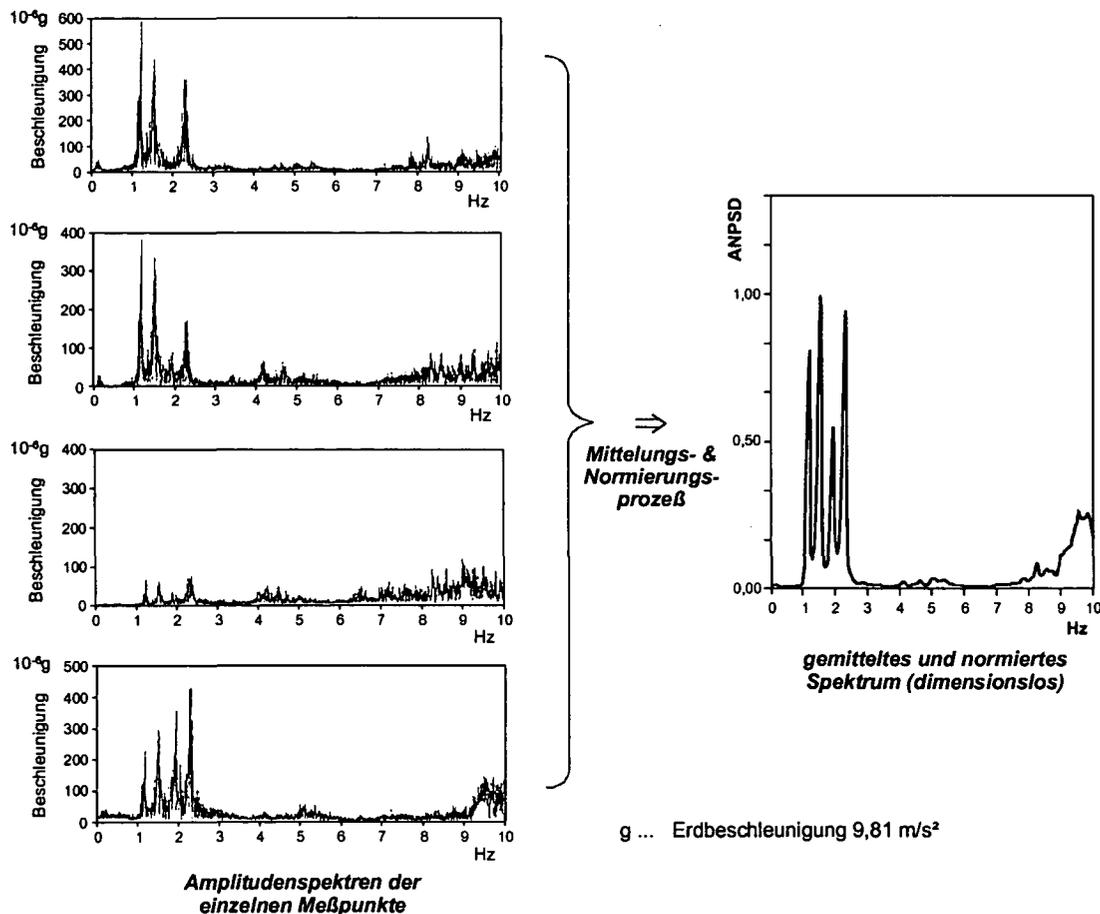


Bild 2.6 Antwortspektrum eines Tragwerkes aus der Messung

Die Eigenschwingungsformen sind neben den Eigenfrequenzen die zweite wesentliche Größe zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens einer Struktur. Jeder Eigenfrequenz ist eine Eigenschwingungsform zuordenbar. Bei linearen Systemen kann die Schwingungsantwort als eine Summe von gewichteten Eigenschwingungsformen dargestellt werden.

Aus dem bei der Messung aufgezeichnetem Zeitsignal können daher die Eigenschwingungsformen identifiziert werden, indem das Signal durch eine Fourier-Transformation in den Frequenzbereich übertragen wird. Die Eigenfrequenzen sind in Folge durch ausgeprägte Spitzen in der Übertragungsfunktion erkennbar, die Größe der Eigenform am Ort des jeweiligen Messpunktes entspricht dem Betrag der Eigenfrequenzordinate (Höhe der Frequenzspitze) im Spektrum. Werden diese Beträge der ausgewählten Eigenfrequenzen am entsprechenden Messpunkt des Tragwerkes im Verhältnis zum Referenzwert aufgetragen, kann die Eigenform anschaulich dargestellt werden (siehe Bild 2.7).

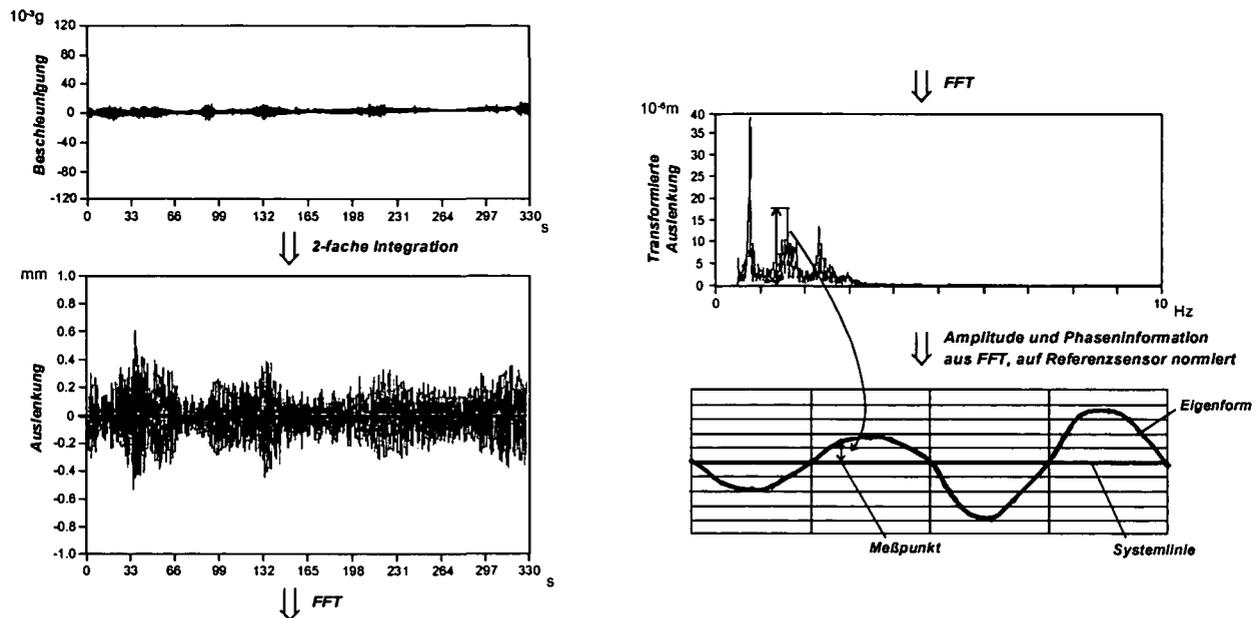


Bild 2.7 Bestimmung der Eigenformen aus den Messdaten

Neben den Eigenfrequenzen und Eigenformen stellen die zugehörigen Dämpfungskoeffizienten die dritte aus den Beschleunigungsmessungen bestimmbare Größe dar. Die frequenzabhängigen Dämpfungseigenschaften können als Kennwert für die Zustandsbeurteilung eines Tragwerkes herangezogen werden, da bei zunehmender Ausnutzung der Grenztragfähigkeit, also bei Übergang vom elastischen in den elastoplastischen Bereich, die Dämpfungskoeffizienten ansteigen können [9], [10], [12].

Bei BRIMOS wird ein sehr einfaches Verfahren für die Bestimmung der modalen Dämpfungswerte herangezogen, wobei aus dem Ausschwingvorgang nach Anregung ein Dämpfungswert bestimmt wird. Das gemessene Beschleunigungssignal jedes Sensors wird in eine bestimmte Anzahl von Zeitfenster zerlegt und für jedes dieser Zeitfenster die Abklingkurve nach Einzelereignissen (z. B. LKW-Überfahrt) berechnet [7], [8]. Durch eine Mittelung der identifizierten Dämpfungskoeffizienten jedes Fensters kann ein Dämpfungswert des Tragwerkes am Ort des betrachteten Sensors berechnet werden. Die identifizierten Dämpfungskoeffizienten sind jedoch nur als grobe Näherung zu betrachten.

Die Bestimmung modaler Dämpfungswerte auf Basis ambienter Messungen durch das beschriebene Verfahren oder die Anwendung des Bandbreitenansatzes entsprechend Kapitel 3.5.2.2 hat aus wissenschaftlicher Sicht keinen unmittelbar erkennbaren Zusammenhang mit dem Schädigungsgrad eines Tragwerkes. Ausgereiftere Verfahren wie das Programm „MACEC“ [123] der Universität Leuven, sind in Hinblick auf die Ermittlung von modalen Dämpfungsparameter eindeutig zu bevorzugen, da diese in entsprechenden Feldversuchen eine Abhängigkeit vom Tragwerkszustand gezeigt haben [129].

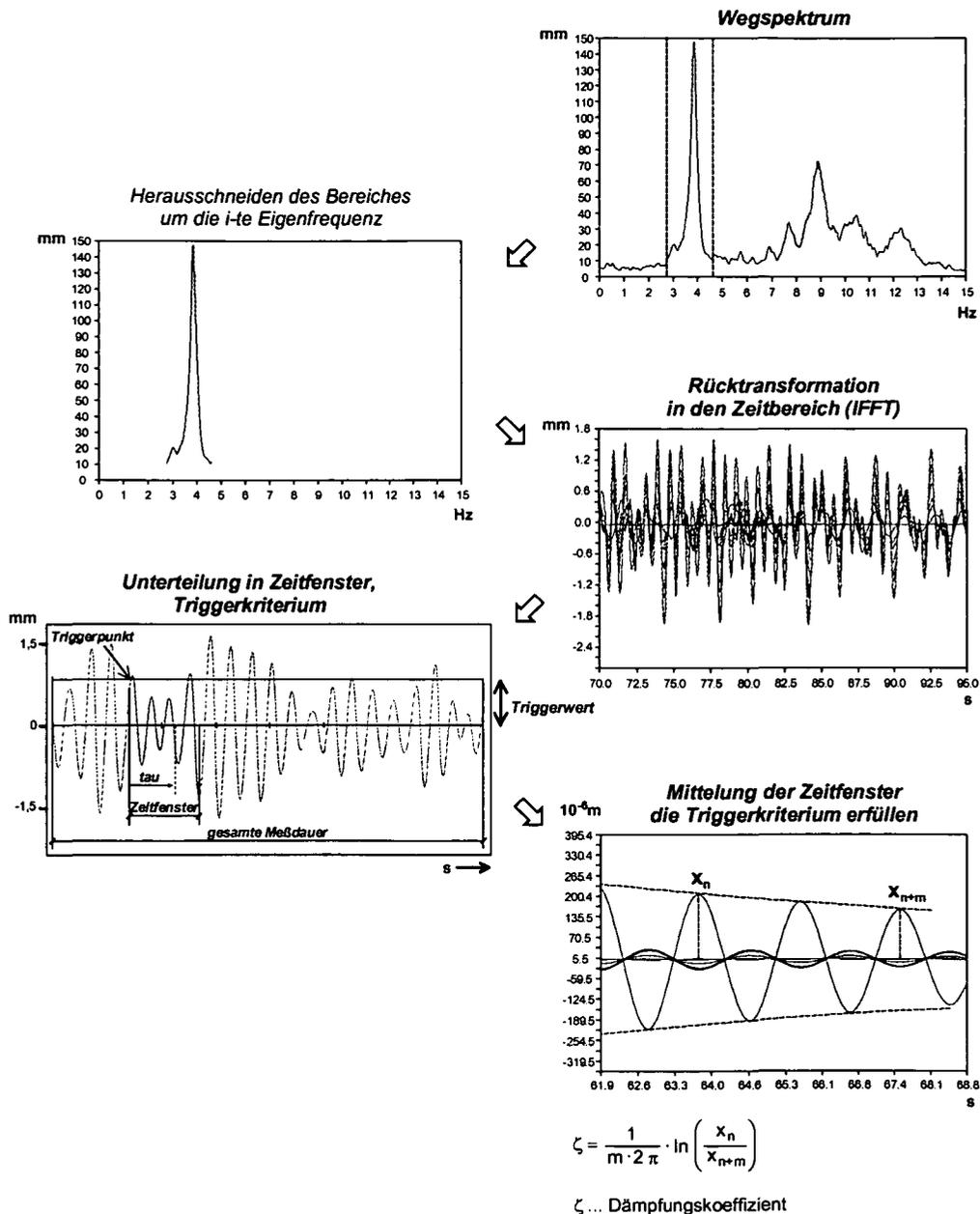


Bild 2.8 Bestimmung der Dämpfung mit BRIMOS [8], [63]

3 Grundlagen für die Zustandsüberwachung

3.1 Übersicht

Dynamische Analysen haben vor allem im Maschinenbau (Auto-, Flugzeug- sowie in der Militärindustrie) sehr weite Verbreitung gefunden. Da das Bauwesen eine eher konservative Wissenschaft darstellt und die untersuchten Strukturen meist komplexer Natur sind, bedeuten dynamische Untersuchungsmethoden für den praktizierenden Ingenieur noch immer Neuland. Die bisher in der Bautechnik entwickelten Verfahren können auf Basis der Datenaufnahme (Durchführung der Messungen) sowie der Auswertung (Systemidentifikation, Bestimmung der modalen Parameter) differenziert werden. Für die Bestimmung der dynamischen Charakteristik eines Bauwerkes stehen im Allgemeinen rechnerische und messtechnische Methoden zur Verfügung.

Rechnerische Methoden: dabei wird eine Simulation erstellt, aus der die maßgebenden Parameter wie Eigenfrequenzen und Eigenformen durch eine sogenannte dynamische Analyse abgeleitet werden [61], [115]. Grundsätzlich sind solche Analysen durch die Idealisierung bei der Modellbildung mit großen Unsicherheiten behaftet. Ein Rechenmodell kann als Grundlage für die Planung des Sensorrasters, insbesondere für die Wahl des Referenzpunktes für die messtechnische Untersuchung, verwendet werden [134], [167]. Besonders die Wahl der Randbedingungen (Lagerung) sind für die Ergebnisse einer analytischen Modalanalyse von großer Bedeutung.

Bei den messtechnischen Methoden wird das dynamische Verhalten eines Bauwerkes durch Messungen ermittelt. Grundsätzlich existieren zwei Möglichkeiten die modalen Parameter einer schwingungsfähigen Struktur messtechnisch zu bestimmen [42], [90], [123], [128]:

- Bei der erzwungenen Erregung (Forced Vibration Testing – FVT) erfolgt die Bestimmung der modalen Strukturparameter über eine künstlich (erzwungene) eingetragene Schwingung mittels verschiedener Anregungsmechanismen.
- Die ambiente Erregung (Ambient Vibration Testing - AVT) macht sich bei der Bestimmung der modalen Parameter die immer vorhandene, natürliche (umweltbedingte) Anregung zunutze. Als Anregungsmechanismen können beispielsweise Verkehr, Wind, Wellenschlag sowie die im geringen Ausmaß immer vorhandene Bodenbewegung herangezogen werden.

Eine Kalibrierung von Rechenmodellen auf Basis dieser Ergebnisse ist möglich, siehe dazu beispielsweise [34], [35], [36], [37], [38], [102]. Zwischen den rechnerischen und den messtechnischen Methoden kann durch die sogenannte Verknüpfung ein Zusammenhang hergestellt werden. Dabei wird eine Anpassung des ursprünglichen Finite Element Rechenmodells an die Realität (Messung) durchgeführt. Randbedingungen, Verbindungselemente, Bodenfedern, Brückenlager sowie eine realistische Massen- und Steifigkeitsverteilung sind für die Qualität der Ergebnisse von Bedeutung.

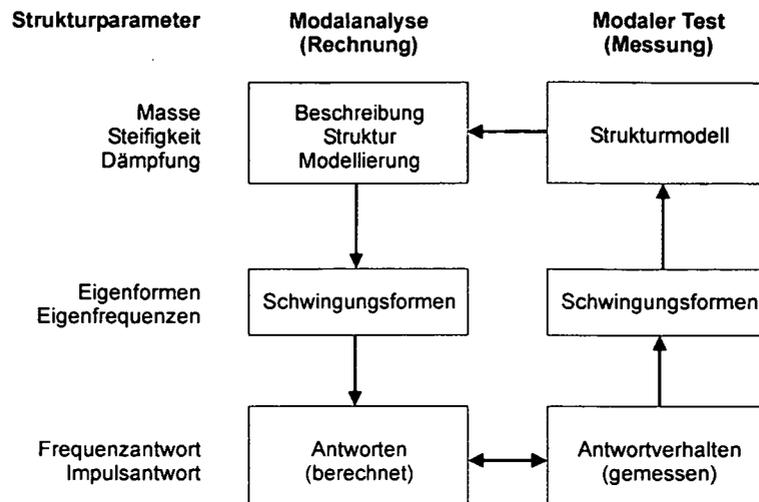


Bild 3.1 Ermittlung dynamischer Eigenschaften [116]

Für die Bestimmung der dynamischen Eigenschaften projektierter Tragwerke ist man ausschließlich auf rechnerische Methoden angewiesen. Geht es jedoch um die Untersuchung bestehender Bauten stehen leistungsfähige messtechnische Methoden zur Verfügung, bei denen das reale Verhalten des Systems bestimmt werden kann. Ziel ist es meist, ein Modell des Tragwerkes auf Grund von Versuchsergebnissen so zu optimieren, damit es annähernd der Realität entspricht [102], [116]. Mit einem solchen Modell können beliebige Parameterstudien durchgeführt werden, welche die Reaktionen des Bauwerkes auf dynamische Einwirkungen oder die Auswirkungen struktureller Änderungen prognostizieren können.

Anfang 1990 wurde durch die Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt EMPA in der Schweiz eine ausführliche Vergleichsstudie [34], [47], [48] zwischen ambienter und erzwungener Anregung durchgeführt, wobei das Institut bereits auf eine 20-jährige Erfahrung bei der Anwendung der erzwungenen Erregung zurückgreifen konnte. Das maßgebende Ergebnis der Studie war, dass die erzwungene Erregung primär an kleinen Bauwerken erfolgreich angewendet werden konnte, während die ambiente Methode bei großen Bauwerken mit tiefen Eigenfrequenzen deutlich bessere Ergebnisse brachte. Dazu wurden von der EMPA zahlreiche Berichte veröffentlicht [35], [36], [37], [38].

Durch die einfachere Anwendung der ambienten Methode wird seither diese bei praktischen Einsätzen von der EMPA bevorzugt. Diese Erfahrung deckt sich auch mit den Erkenntnissen des Verfassers, da in den vergangenen Jahren einige Vergleichsmessungen zwischen erzwungener und ambienter Anregung durchgeführt wurden. Die ambiente Methode ist dabei der erzwungenen Anregung hinsichtlich Leistungsfähigkeit, Effizienz und Genauigkeit im Regelfall überlegen. Eine Ausnahme stellen Tragwerke dar, bei denen durch die ambiente Anregung die modalen Parameter nicht messbar angeregt werden. Dies kann insbesondere bei Eisenbahntragwerken oder bei Straßenbrücken ohne Verkehr bzw. ohne benachbarte Erschütterungsquellen festgestellt werden. Hier ist es sinnvoll die erzwungene Anregung anzuwenden.

3.2 Definitionen

Die Schwingungslehre befasst sich im Allgemeinen mit den Bewegungen eines mechanischen Systems. Als Schwingung bezeichnet man eine zeitliche Veränderung einer Kenngröße, welche die Bewegung oder Position eines mechanischen Systems beschreibt. Diese Kenngröße nimmt Werte an, die abwechselnd größer oder kleiner als ein bestimmter Mittelwert sind [50], [134]. Zur Beschreibung der Bewegung mechanischer Systeme werden Verschiebungsvektoren (beschreiben die Änderung der Position eines bestimmten Punktes des mechanischen Systems relativ zum Bezugszeitpunkt), Geschwindigkeitsvektoren (erste Ableitung des Verrückungsvektors nach der Zeit) sowie Beschleunigungsvektoren (Ableitung des Geschwindigkeitsvektors nach der Zeit) verwendet. Der maximale Augenblickswert einer Schwingungskenngröße wird als Scheitelwert bezeichnet. Für eine harmonische Schwingung kann der Scheitelwert als Amplitude bezeichnet werden [50].

Grundsätzlich ist zwischen deterministischen Schwingungen und Zufallsschwingungen zu unterscheiden [134]. Während sich für deterministische Schwingungen der Schwingungsvektor für einen bestimmten künftigen Zeitpunkt bei Kenntnis des vergangenen Verlaufes vorhersagen lässt, ist für Zufallsschwingungen lediglich die Angabe einer Wahrscheinlichkeitsverteilung der Schwingungsamplitude möglich. Der einfachste Fall einer deterministischen Schwingung ist eine harmonische Schwingung, die eine sinusförmige Funktion einer unabhängigen Variablen ist [50].

Schwingungsart		Charakterisierung
Deterministische Schwingungen	Harmonisch	Periodische Schwingung, die eine sinusförmige Funktion einer unabhängigen Variable darstellt.
	Quasi-harmonisch	Sinusförmiges Aussehen, die Frequenz und/oder die Amplitude verändern sich aber geringfügig.
	Periodisch	Dabei treten nach gleichen Zeitintervallen die gleichen Schwingungsvektoren auf. Eine periodische Schwingung ist als Summe mehrerer Sinusschwingungen darstellbar, wobei die einzelnen Frequenzen ganzzahlige Vielfache der Grundfrequenz sind.
	Quasi-periodisch	Weichen geringfügig von einem ideal-periodischen Verhalten ab.
	Nicht-periodisch	Die einzelnen Schwingungszustände wiederholen sich nicht.
Zufalls-schwingungen	Stationäre Schwingung	Mittelwert der Schwingung und die Autokorrelationsfunktion bleiben zeitlich unverändert.
	Nichtstationäre Schwingung	Mittelwert der Schwingung und die Autokorrelationsfunktion sind zeitlichen Veränderungen unterworfen.

Tabelle 3.1 Unterscheidung möglicher Schwingungsarten

3.3 Der lineare Einmasseschwinger

Der lineare Einmasseschwinger mit einem Freiheitsgrad (SDOF = single degree of freedom) ist ein abstraktes, mechanisches Modell, das aus einer Punktmasse m , einer linearen Feder mit der Steifigkeit k und einem linearen, geschwindigkeitsproportionalen Dämpfer c besteht [167]. Die Masse kann sich dabei nur in eine Richtung x bewegen, besitzt also nur einen Freiheitsgrad. Durch Anwendung des Schwerpunktsatzes auf das mechanische Modell erhält man eine Differentialgleichung zweiter Ordnung [2], welches das dynamische Verhalten des Systems im Zeitbereich beschreibt:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = p(t) \quad (1)$$

Die Größe $p(t)$ stellt eine äußere Einwirkung auf das schwingungsfähige System dar, wobei in der folgenden Ausführungen nur die Kraftanregung berücksichtigt wird. Wird die Bewegungsgleichung in der Dimension Beschleunigung angeschrieben, so erhält man [2]:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = \frac{p(t)}{m} \quad (2)$$

wobei ω die Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Einmassenschwingers beschreibt [174],

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3)$$

und ζ das Lehr'sche Dämpfungsmaß darstellt:

$$\zeta = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega} \quad (4)$$

Viele technische Systeme sind Schwinger mit nur einem Freiheitsgrad. Selbst komplizierte Strukturen können als System mit einem Freiheitsgrad approximiert werden [174]. Darüber hinaus besteht die Bedeutung des Ein-Freiheitsgradsystems darin, dass die wesentlichen Phänomene des Eigenverhaltens linearer Systeme erläutert werden können. Weiters können alle linearen Systeme von n Freiheitsgraden durch eine modale Analyse auf n generalisierte Einmasseschwinger zurückgeführt werden [2]. Grundsätzlich wird zwischen der freien Schwingung (keine äußere Einwirkung) und der erzwungenen Anregung (äußere Einwirkung) unterschieden.

3.3.1 Freie Schwingung

Bei der freien Schwingung zufolge der Anfangsbedingungen (Anfangsauslenkung und Anfangsgeschwindigkeit) führt der Einmassenschwinger eine harmonische Bewegung mit der Eigenkreisfrequenz aus [2]. Reale Systeme sind immer gedämpft. Ein Dämpfer, der eine Dämpfungskraft proportional zur Geschwindigkeit der Punktmasse erzeugt, wird als viskoser Dämpfer bezeichnet [174]. Die Eigenkreisfrequenz des gedämpften Systems ist festgelegt mit [2]:

$$\omega_d = \omega \cdot \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (5)$$

Durch den geringen Einfluss der Dämpfung auf die Eigenkreisfrequenz kann jedoch in den meisten baupraktischen Fällen des Hoch- und Brückenbaues $\omega = \omega_d$ gesetzt werden [2]. Die Auslenkung des Einmasseschwingers bei der freien Schwingung errechnet sich aus den Anfangsbedingungen wie folgt [2]:

$$x(t) = \exp(-\zeta\omega t) \cdot \left[x_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{x}_0 + x_0 \zeta \omega}{\omega_d} \cdot \sin(\omega_d t) \right] \quad (6)$$

wobei x_0 die Anfangsauslenkung und \dot{x}_0 die Anfangsgeschwindigkeit zum Zeitpunkt $t = 0$ darstellen.

3.3.2 Erzwungene Schwingung

Bei der erzwungenen Anregung eines Einmasseschwingers wird die Bewegung der Masse m auf Grund einer Beanspruchung durch eine äußere (zeitlich variierende) Einwirkung $p(t)$ verursacht [2]. Abhängig vom Zeitverlauf der äußeren Beanspruchung kann zwischen den unterschiedlichsten Anregungsformen differenziert werden, wobei eine Lösung im Zeitbereich oder im Frequenzbereich gefunden werden kann [174].

3.3.2.1 Dynamische Analyse im Zeitbereich

Für eine harmonische Kraftanregung gilt [2],

$$p(t) = p_0 \cdot \sin(\nu t) \quad (7)$$

wobei ν der Erregerkreisfrequenz entspricht und p_0 die Beanspruchungsamplitude darstellt. Für die partikuläre Lösung kann folgender Ansatz eingeführt werden [21]:

$$x_p(t) = A \cos \nu t + B \sin \nu t \quad (8)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (7) und (8) in Gleichung (2) und anschließendem Koeffizientenvergleich erhält man für die Konstanten A und B [21]:

$$A = \frac{p_0}{k} \frac{-2\zeta \frac{\nu}{\omega}}{\left[1 - \left(\frac{\nu}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left(2\zeta \frac{\nu}{\omega}\right)^2}, \quad B = \frac{p_0}{k} \frac{1 - \left(\frac{\nu}{\omega}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\nu}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left(2\zeta \frac{\nu}{\omega}\right)^2} \quad (9)$$

Wird die partikuläre Lösung als Funktion der Schwingungsamplitude a_p und des Phasenwinkels θ ($0 \leq \theta \leq \pi$) ausgedrückt, so kann man x_p wie folgt anschreiben [21]:

$$x_p(t) = a_p \sin(\nu t - \theta) \quad (10)$$

mit

$$a_p = \sqrt{A^2 + B^2} = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\nu}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left(2\zeta \frac{\nu}{\omega}\right)^2}}, \quad \theta = -\tan^{-1} \frac{A}{B} = \tan^{-1} \frac{2\zeta \frac{\nu}{\omega}}{1 - \left(\frac{\nu}{\omega}\right)^2} \quad (11)$$

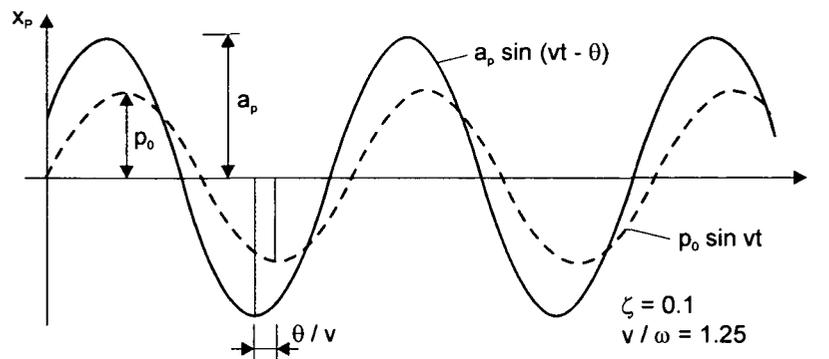


Bild 3.2 Verlauf einer erzwungenen Schwingung unter harmonischer Kraftanregung [2]

Das Verhältnis zwischen der Schwingungsamplitude a_p und der statischen Auslenkung x_{stat} unter der äußeren Beanspruchung p_0 wird als dynamische Vergrößerungsfunktion V (Dynamic Magnification Factor DMF) bezeichnet [21]:

$$V = \frac{|\max x_p|}{x_{stat}} = \frac{a_p}{p_0/k} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2}} \quad (12)$$

mit

$$\beta = \frac{\nu}{\omega} \quad (13)$$

Wird der Verstärkungsfaktor V und die Phasenverschiebung θ als Funktion des Frequenzverhältnisses β für verschiedene Dämpfungszahlen dargestellt, erhält man sogenannte Resonanzkurven. Diese Kurven erlauben eine rasche Bestimmung der Amplitude bzw. des kritischen Frequenzbereiches. Für Systeme mit geringer Dämpfung tritt bei einem Frequenzverhältnis $\beta = 1$ (Erregerfrequenz = Eigenfrequenz) eine maximale Verstärkung und damit Resonanz auf [50]. Der Verstärkungsfaktor ist bei Resonanz umgekehrt proportional zur Dämpfungszahl [21]:

$$V_{\beta=1} = \frac{1}{2\zeta} \quad (14)$$

Die Phasenverschiebung θ beträgt bei Resonanz 90° . Das Maximum V_{\max} des Verstärkungsfaktors tritt nicht bei Resonanz auf, sondern bei $\beta = \sqrt{1 - 2\zeta^2}$ [50]:

$$V_{\max} = \frac{1}{2\zeta(1 - \zeta^2)} \approx \frac{1}{2\zeta} \quad (15)$$

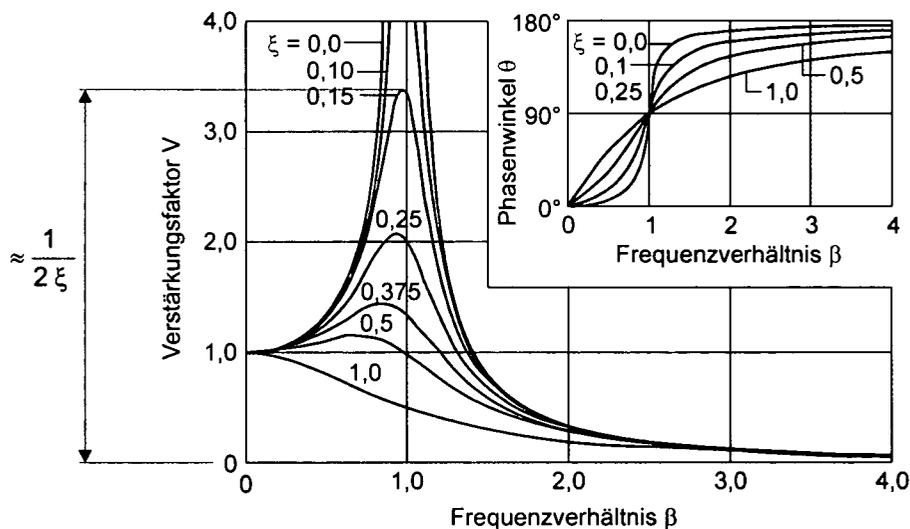


Bild 3.3 Resonanzkurven und Phasenverschiebung für verschiedene Dämpfungsverhältnisse [50]

Die Gesamtlösung der Schwingungsantwort setzt sich aus der homogenen und der partikulären Lösung zusammen [2]:

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t) = \exp(-\zeta\omega t) [A \cos(\omega_d t) + B \sin(\omega_d t)] + a_p \sin(\nu t - \theta) \quad (16)$$

Bei homogenen Anfangsbedingungen $x_0 = 0$ und $\dot{x}_0 = 0$ errechnen sich die Konstanten A und B zu:

$$A = a_p \cdot \sin \theta, \quad B = \frac{a_p}{\omega_d} [\zeta\omega \cdot \sin \theta - \nu \cdot \cos \theta] \quad (17)$$

Allgemeine Periodische Anregung

Die Analyse periodischer Schwingungen kann mit der sogenannten Fourier-Analyse durchgeführt werden. Dabei kann jede über eine Dauer t anhaltende periodische Anregung $p(t)$ in einen konstanten Kraftanteil und eine (unendliche) Serie harmonischer Kraftanteile (mit der Periode T_p/n , $n = 1, 2, 3, \dots, \infty$) zerlegt werden [2]:

$$p(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos(\nu_n t) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin(\nu_n t) \quad (18)$$

$$\nu_n = n \cdot \nu_1 = n \cdot \frac{2\pi}{T_p} \quad (19)$$

wobei ν_1 die Grundfrequenz und T_p die Periode der Anregung darstellen. Die Fourierkoeffizienten sind gegeben durch [2]:

$$a_0 = \frac{1}{T_p} \int_0^{T_p} p(t) dt, \quad a_n = \frac{2}{T_p} \int_0^{T_p} p(t) \cdot \cos(\nu_n t) dt, \quad b_n = \frac{2}{T_p} \int_0^{T_p} p(t) \cdot \sin(\nu_n t) dt \quad (20)$$

Die periodische Gesamtantwort des gedämpften Einmasseschwingers ist die Summe aller harmonischen Einzelantworten [21],

$$x(t) = \frac{1}{k} \cdot \left\{ a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left[\left(1 - \left(\frac{\nu_n}{\omega} \right)^2 \right)^2 + \left(2\zeta \frac{\nu_n}{\omega} \right)^2 \right]^{-1} \cdot \left[\left(a_n 2\zeta \frac{\nu_n}{\omega} + b_n \left(1 - \frac{\nu_n}{\omega} \right)^2 \right) \sin \nu_n t + \left(a_n \left(1 - \frac{\nu_n}{\omega} \right)^2 - b_n 2\zeta \frac{\nu_n}{\omega} \right) \cos \nu_n t \right] \right\} \quad (21)$$

Allgemein nichtperiodische Anregung

Die Schwingungsantwort des Einmasseschwingers zufolge einer nichtperiodischen Anregung kann mit dem Duhamel'sche Faltungsintegral berechnet werden [21]:

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t p(\tau) \exp[-\zeta\omega(t-\tau)] \cdot \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau \quad \text{für } t \geq 0 \quad (22)$$

Eine andere Schreibweise lautet [134]:

$$x(t) = \int_0^t p(\tau) h(t-\tau) d\tau \quad \text{für } t \geq 0 \quad (23)$$

wobei $h(t)$ die Einheitsimpulsantwort darstellt [134]:

$$h(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_d} \exp(-\zeta \omega t) \sin(\omega_d t) \quad (24)$$

Im Duhamelschen Faltungsintegral ist bereits die Lösung zufolge der Anfangsbedingungen $x_0 = 0$ und $\dot{x}_0 = 0$ enthalten [2]. Für die Anfangsbedingungen $x_0 \neq 0$ und $\dot{x}_0 \neq 0$ ist die Antwort der freien Schwingung hinzuzuzählen [174]:

$$x(t) = \exp(-\zeta \omega t) \left[x_0 \cos \omega_d t + \frac{\dot{x}_0 + x_0 \zeta \omega}{\omega_d} \sin \omega_d t \right] + \frac{1}{m \omega_d} \int_0^t p(\tau) \exp[-\zeta \omega (t - \tau)] \sin[\omega_d (t - \tau)] d\tau \quad (25)$$

3.3.2.2 Dynamische Analyse im Frequenzbereich

Eine harmonische Anregung (z. B. Cosinusanregung) liefert mit der Eulerschen Formel [2]:

$$p(t) = p_0 \cdot \cos \nu t = \frac{1}{2} \cdot p_0 [\exp(i \nu t) + \exp(-i \nu t)] \quad (26)$$

Durch Einführen des Lösungsansatzes für $x(t)$ [2]

$$x(t) = X(i \nu) \exp(i \nu t) \quad (27)$$

und einsetzen von Gleichung (27) in Gleichung (2) erhält man [2]:

$$-\nu^2 X + i2\zeta \omega \nu X + \omega^2 X = \frac{p_0}{m} \quad (28)$$

Daraus folgt die Schwingungsantwort zufolge harmonischer Anregung im Frequenzbereich zu [2]:

$$X(i \nu) = H(i \nu) \frac{p_0}{m} \quad (29)$$

wobei $H(i \nu)$ die Übertragungsfunktion [2] (komplexer Frequenzgang) des gedämpften Einmassenschwingers ist:

$$H(i \nu) = \frac{1}{\omega^2 - \nu^2 + i2\zeta \omega \nu} \quad (30)$$

Die stationäre (partikuläre) Lösung im Zeitbereich erhält man über die Realteilbildung für eine Cosinusanregung [2]:

$$x(t) = \text{Re}[X(i \nu) \exp(i \nu t)] \quad (31)$$

Allgemeine nichtperiodische Anregung (Fouriertransformation)

Eine Funktion (z. B. die Belastung $p(t)$) kann durch eine direkte Fouriertransformation im Frequenzbereich dargestellt werden [2]:

$$P(i\nu) = \int_{-\infty}^{\infty} p(t) \exp(-i\nu t) dt \quad (32)$$

Voraussetzung für die Existenz der direkten Fouriertransformation ist, dass $\int_{-\infty}^{\infty} p(t) dt$ endlich sein muss [2]. Umgekehrt erfolgt die Transformation vom Frequenzbereich in den Zeitbereich mit der inversen Fouriertransformation:

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} P(i\nu) \exp(i\nu t) d\nu \quad (33)$$

So kann auch die Schwingungsantwort $x(t)$ in den Frequenzbereich transformiert werden [2]:

$$X(i\nu) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \exp(-i\nu t) dt \quad (34)$$

Aus den Regeln der Fouriertransformation folgt für die Geschwindigkeit und die Beschleunigung [2]:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \dot{x}(t) \exp(-i\nu t) dt = i\nu X(i\nu), \quad \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}(t) \exp(-i\nu t) dt = -\nu^2 X(i\nu) \quad (35)$$

Einsetzen von Gleichung (33), (34) und (35) in Gleichung (2) liefert eine lineare Gleichung für $X(i\nu)$ [2]:

$$\left[-\nu^2 + i2\zeta\omega\nu + \omega^2 \right] \cdot X(i\nu) = \frac{1}{m} \cdot P(i\nu) \quad (36)$$

und damit weiters [2]:

$$X(i\nu) = \frac{1}{m} \cdot H(i\nu) P(i\nu) \quad (37)$$

Diskrete Fouriertransformation (DFT) und Fast Fouriertransformation (FFT)

Die Frequenzbereichsmethode ist für allgemeine Anregungen sehr aufwändig, nur bei harmonischer Anregung findet man rasch eine Lösung. Der Aufwand liegt in der analytischen Integration der komplexen Integrale [134]. Konkurrenzfähig wird die Frequenzbereichsmethode für allgemeine Anregungen erst durch eine rasche numerische Lösung der Integrale mit der sogenannten Fast Fouriertransformation (FFT). Die Grundlage für die Fouriertransformation bildet die diskrete Fouriertransformation (DFT) [23]. Bei der DFT denkt man sich die zu transformierende Funktion periodisch fortgesetzt, wobei die Periode T_p wesentlich größer als die Funktionsdauer t_f zu wählen ist, um die Ergebnisse möglichst wenig zu verfälschen. Im nächsten Schritt wird T_p in N gleiche Zeitschritte Δt unterteilt [2], [21]:

$$\Delta t = \frac{T_p}{N} \quad (38)$$

Die diskreten Zeitpunkte innerhalb von T_p werden mit t_m bezeichnet [21]

$$t_m = m \cdot \Delta t \quad \text{mit } m = 0, 1, \dots, N-1 \quad (39)$$

Die diskreten Frequenzen ν_n in der Fourierreihe und in den Fourierkoeffizienten können ersetzt werden durch [21]:

$$\nu_n = n \cdot \Delta \nu = n \cdot \frac{2\pi}{T_p} = \frac{2\pi n}{N \cdot \Delta t} \quad \text{mit } n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (40)$$

Dabei gilt [21]:

$$i \nu_n t_m = 2\pi i \cdot \frac{n \cdot m}{N} \quad (41)$$

Aus der komplexen Darstellung der Fourierreihe und des Fourierkoeffizienten ergibt sich das Paar der diskreten Fouriertransformation zu [21]:

$$p(t_m) = \sum_{n=0}^{N-1} P_n \exp(2\pi i \frac{n \cdot m}{N}) \quad (42)$$

$$P_n = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} p(t_m) \exp(-2\pi i \cdot \frac{n \cdot m}{N}) \quad (43)$$

Formal wird die erste Gleichung der diskreten Fouriertransformation wie folgt angeschrieben [21]:

$$B(m) = \sum_{n=0}^{N-1} A(n) \cdot W_N^{nm} \quad (44)$$

mit [21]

$$A(n) = P_n, B(m) = p(t_m), W_N = \exp\left(\frac{2\pi i}{N}\right) \quad (45)$$

Der FFT Algorithmus basiert darauf, dass $N = 2^M$ ist, wobei M eine ganze Zahl darstellt. In diesem Fall können n und m binär angeschrieben werden [21].

$$m = m_0 + 2m_1 + 4m_2 + \dots + 2^{M-1}m_{M-1} \quad (46)$$

$$n = n_0 + 2n_1 + 4n_2 + \dots + 2^{M-1}n_{M-1} \quad (47)$$

wobei m_j und n_j entweder 0 oder 1 sind. Damit wird weiters [21]:

$$B(m) = \sum_{n_0=0}^1 \sum_{n_1=0}^1 \sum_{n_2=0}^1 \dots \sum_{n_{M-1}=0}^1 A(n) \cdot W_N \exp[(m_0 + 2m_1 + 4m_2 + \dots)(n_0 + 2n_1 + \dots)] \quad (48)$$

3.4 Der lineare Mehrmassenschwinger

Mehrmassenschwinger werden in der Literatur als MDOF-Systeme (multi-degree-of-freedom) bezeichnet [50], [134], [174]. Die meisten baupraktischen Anwendungen stellen in der Realität Mehrmassensysteme dar. Um eine vereinfachte Lösung solcher Aufgaben zu ermöglichen wird das kontinuierliche Tragwerk durch eine sogenannte nicht konsistente Diskretisierung in einzelne Punktmassen eingeteilt [134]. Man bezeichnet mit der Zahl der Freiheitsgrade n (DOF) eines Systems die Anzahl der geometrischen Größen (Verschiebungen und Verdrehungen), die zur Beschreibung seines Verformungszustandes erforderlich sind [134].

Da ein kontinuierliches Tragwerk unendlich viele Massenpunkte enthält, existieren auch unendlich viele Freiheitsgrade [134]. Dementsprechend wird die Bewegung durch eine partielle Differentialgleichung nach den Raumkoordinaten und nach der Zeit zusammen mit den Randbedingungen und den Anfangsbedingungen beschrieben. Mit Hilfe von diskretisierenden Methoden kann das kontinuierliche Tragwerk mit unendlich vielen Freiheitsgraden in ein System mit endlich vielen Freiheitsgraden übergeführt werden.

Für ein diskretes Mehrfreiheitsgradsystem ist folgende Bewegungsgleichung gültig [174],

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \quad (49)$$

wobei $\{x\}$ den Vektor der geometrischen Koordinaten, $\{P(t)\}$ den Vektor der äußeren Belastung, $[M]$ die Massenmatrix, $[K]$ die Steifigkeitsmatrix und $[C]$ die Dämpfungsmatrix darstellt.

3.4.1 Freie Schwingung

Bei der Berechnung der Eigenkreisfrequenzen und Eigenschwingungsformen wird im Bauwesen in den meisten Fällen die Dämpfung vernachlässigt. Die Gleichung der freien Schwingung eines MDOF-Systems lautet [50]:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \quad (50)$$

Wird folgender Lösungsansatz eingeführt [50],

$$\{x(t)\} = \{\bar{x}\} \cdot \sin(\omega t + \varphi) \quad (51)$$

so erhält man folgendes Eigenwertproblem [50]:

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{\bar{x}\} = 0 \quad (52)$$

Dieses System hat eine nicht-triviale Lösung für die Eigenwerte ω^2 im Sinne von $\{\bar{x}\} \neq 0$, wenn folgende Bedingung erfüllt ist [50]:

$$|[K] - \omega^2 \cdot [M]| = 0 \quad (53)$$

Diese Voraussetzung führt zu einem Polynom n-ten Grades in ω^2 (charakteristische Gleichung oder Stammgleichung), aus der sich n Eigenwerte ω_i^2 bestimmen lassen, welche als Quadrate der Eigenkreisfrequenzen bezeichnet werden. Jeder der Eigenkreisfrequenzen ω_i entspricht eine Eigenschwingzeit T_i [10]:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (54)$$

Die zu ω_i gehörenden Eigenvektoren $\{\bar{x}_i\}$ sind nur als Verhältniszahlen darstellbar, da ein homogenes Gleichungssystem (52) vorliegt [50]. Diese Eigenvektoren werden in der technischen Schwingungslehre als Eigenschwingungsformen bezeichnet [10]. Wird bei einer Eigenschwingungsform der Ordnung i ein Referenzpunkt (Verschiebung einer Punktmasse) gewählt, so können die Verschiebungsvektoren zur Darstellung der Eigenschwingungsform als Relativwert zu diesem Referenzpunkt aufgetragen werden [50].

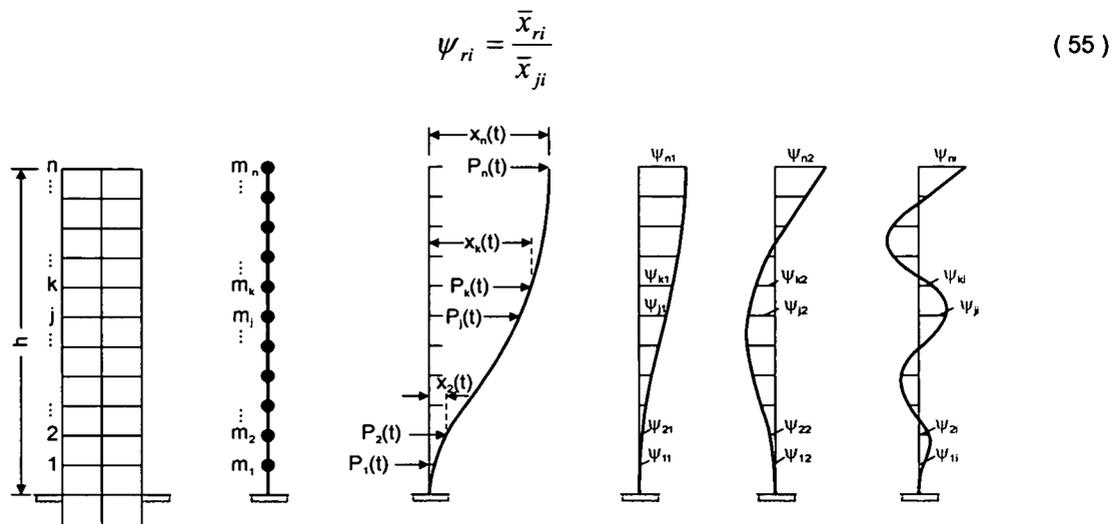


Bild 3.4 Diskretisierung und Eigenschwingungsformen eines Mehrmassenschwingers [50]

Die Eigenschwingungsformen werden in Folge zur Modalmatrix zusammengefasst [50]:

$$[\psi] = [\{\psi_1\} \{\psi_2\} \dots \{\psi_i\}] \quad (56)$$

Die Eigenschwingungsformen werden nach ansteigenden Eigenkreisfrequenzen geordnet. Die zur niedrigsten Eigenkreisfrequenz ω_1 gehörende Eigenform wird als Grundschwingungsform bezeichnet. Zwischen den Eigenvektoren $\{\psi_i\}$ und der Massen- bzw. Steifigkeitsmatrix bestehen folgende Orthogonalitätsbeziehungen:

$$\{\psi_i\}^T [M] \cdot \{\psi_j\} = 0 \text{ für } i \neq j \quad (57)$$

$$\{\psi_i\}^T [K] \cdot \{\psi_j\} = 0 \text{ für } i \neq j \quad (58)$$

3.4.2 Erzwungene Schwingung

Die Schwingungsantwort eines elastischen MDOF Systems zufolge äußerer Anregung kann mit einer der folgenden Methoden berechnet werden [50], [134]:

- Modalanalyse
- Lösung im Frequenzbereich
- Direkte Integration im Zeitbereich

3.4.2.1 Modale Analyse

Bei diesem Verfahren wird das gekoppelte Differentialgleichungssystem (49) in einen Satz unabhängiger Differentialgleichungen von Einfreiheitsgradsystemen entkoppelt. Dabei wird der Vektor $\{x(t)\}$ nach den Eigenschwingungsformen entwickelt [9]:

$$\{x(t)\} = \sum_{k=1}^n \{\psi_k\} \cdot y_k = [\psi] \cdot \{y\} \quad (59)$$

wobei n die Anzahl der Freiheitsgrade und $\{y\}$ den Vektor der modalen Koordinaten y_k darstellen. Einsetzen von (59) in (49) liefert [50]:

$$[M] \cdot [\psi] \cdot \{\ddot{y}\} + [C] \cdot [\psi] \cdot \{\dot{y}\} + [K] \cdot [\psi] \cdot \{y\} = \{P(t)\} \quad (60)$$

Durch Multiplikation von Gleichung (60) mit der transponierten Modalmatrix $[\psi]^T$ ergibt sich [9], [50]:

$$[\psi]^T \cdot [M] \cdot [\psi] \cdot \{\ddot{y}\} + \{\psi\}^T \cdot [C] \cdot [\psi] \cdot \{\dot{y}\} + \{\psi\}^T \cdot [K] \cdot [\psi] \cdot \{y\} = \{\psi\}^T \cdot \{P(t)\} \quad (61)$$

Gleichung (61) lässt sich auf Grund der Orthogonalitätsbeziehungen auf ein System entkoppelter Differentialgleichungen zurückführen, falls neben (57) und (58) auch für die Dämpfungsmatrix folgende Orthogonalitätsbeziehung gilt [9]:

$$\{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_j\} = 0 \text{ für } i \neq j \quad (62)$$

Da die Aufstellung von Dämpfungsmatrizen wegen der Unsicherheiten bezüglich der tatsächlichen Dämpfungsmechanismen sehr schwierig ist, ist die Annahme aus Gleichung (62) gerechtfertigt. Auf Grund der Orthogonalitätsbeziehungen werden in Gleichung (62) sämtliche den Eigenformen $j \neq i$ entsprechenden Glieder zu Null [21]:

$$[M^*] \cdot \{\ddot{y}\} + [C^*] \cdot \{\dot{y}\} + [K^*] \cdot \{y\} = \{P^*\} \quad (63)$$

Das Differentialgleichungssystem in (49) lässt sich somit in n unabhängige, jeweils einer Eigenform i zugeordnete Differentialgleichungen transformieren [9]. In den Gleichungen (64) bis (67) ist $[\omega]$ die Diagonalmatrix der Eigenkreisfrequenzen, $[M^*]$ die Diagonalmatrix der generalisierten Masse, $[C^*]$ die Diagonalmatrix der generalisierten Dämpfung, $[K^*]$ die Diagonalmatrix der generalisierten Steifigkeit und $\{P^*\}$ der Vektor der generalisierten Last [10], [50]:

$$[M^*] = [\psi_i]^T \cdot [M] \cdot [\psi_i] \quad (64)$$

$$[C^*] = [\psi_i]^T \cdot [C] \cdot [\psi_i] = [M^*] \cdot 2 \cdot \zeta_i \cdot [\omega] \quad (65)$$

$$[K^*] = [\psi_i]^T \cdot [K] \cdot [\psi_i] = [M^*] \cdot [\omega^2] \quad (66)$$

$$\{P^*\} = [\psi_i]^T \cdot \{P(t)\} \quad (67)$$

Dadurch kann für die i-te generalisierte Koordinate folgender Zusammenhang in Form des Einmasseschwingers angeführt werden [50]:

$$M_i^* \cdot y_i + C_i^* \cdot \dot{y}_i + K_i^* \cdot y_i = P_i^*(t) \quad (68)$$

bzw.

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{P_i^*(t)}{M_i} \quad (69)$$

wobei ω_i der i-ten Eigenkreisfrequenz und ζ_i der i-ten modalen Dämpfungszahl entspricht [9], [10].

$$\omega_i^2 = \frac{K_i^*}{M_i^*}, \quad \zeta_i = \frac{C_i^*}{2M_i^* \omega_i} \quad (70)$$

Alle in Abschnitt 3.3 angeführten Lösungsverfahren des Einmasseschwingers lassen sich zur Berechnung der generalisierten Koordinate y_k anwenden. Einsetzen von $\{y\}$ in Gleichung (59) liefert eine Schwingungsantwort in geometrischen Koordinaten [9]. Als maßgebender Vorteil der modalen Analyse ist anzuführen, dass die Möglichkeit besteht nur dominante Eigenschwingungsformen zu berücksichtigen und auf diese Weise die Anzahl der Freiheitsgrade reduziert werden kann [50].

Um eine Dämpfungsmatrix $[C]$, für welche die Orthogonalitätsbeziehung (62) gilt, zu konstruieren wird sehr oft eine lineare Kombination der Massen- und Steifigkeitsmatrix vorausgesetzt, die als Rayleigh Dämpfung bezeichnet wird [10]:

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \delta \cdot [K] \quad (71)$$

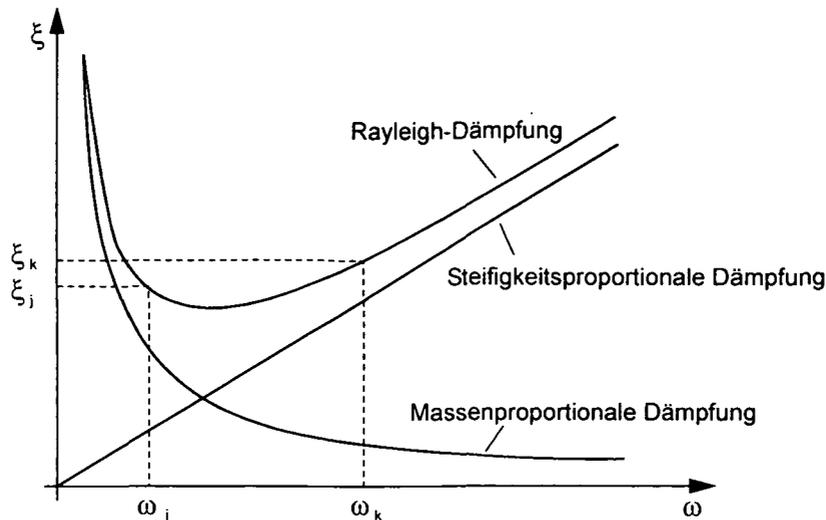


Bild 3.5 Rayleigh Dämpfung [10]

Im Falle der Rayleigh Dämpfung besteht folgender Zusammenhang zwischen ω_i , den Koeffizienten α , δ und der Dämpfungszahl ζ_i [50]

$$\zeta_i = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \delta \cdot \omega_i \right) \quad (72)$$

$$\zeta_i = \frac{C_i^*}{2 \cdot M_i^* \cdot \omega_i} \quad (73)$$

Durch gezielte modale Einführung von zwei beliebig gewählten Dämpfungszahlen ζ_i lässt sich eine Dämpfungsmatrix berechnen, die der Orthogonalitätsbeziehung nach (62) genügt.

3.4.2.2 Lösung im Frequenzbereich

Für den einfachsten Fall der **harmonischen Anregung** gilt [21],

$$\{p(t)\} = \{p_0\} \cdot \exp(i\nu t) \quad (74)$$

wobei ν der Erregerkreisfrequenz entspricht, $\{p_0\}$ den Vektor der Belastungsamplitude und $\{p(t)\}$ den Belastungsvektor darstellt. Mit dem Ansatz [21]

$$\{x(t)\} = \{X(i\nu)\} \cdot \exp(i\nu t) \quad (75)$$

wird $\{X(i\nu)\}$ als frequenzabhängiger Verschiebungsvektor eingeführt. Wird der Belastungsvektor in Gleichung (49) eingesetzt so ergibt sich [21]:

$$\left(-\nu^2 [M] + i\nu [C] + [K] \right) \cdot \{X(i\nu)\} = \{p_0\} \quad (76)$$

Wird weiters die Impedanz Z eingeführt [134],

$$[Z(i\nu)] = -\nu^2 [M] + i\nu [C] + [K] \quad (77)$$

so gilt:

$$[Z(i\nu)] \cdot \{X(i\nu)\} = \{p_0\} \quad (78)$$

Entsprechend dem Einmasseschwinger zeigt sich, dass $[Z(i\nu)]$ physikalisch der scheinbaren Steifigkeit des Tragwerkes bei der Anregung mit der Frequenz ν entspricht. Die Lösung kann damit formal mit [134]

$$\{X(i\nu)\} = [Z(i\nu)]^{-1} \cdot \{p_0\} = [H(i\nu)] \cdot \{p_0\} \quad (79)$$

angegeben werden. Die Matrix

$$[H(i\nu)] = [Z(i\nu)]^{-1} \quad (80)$$

bezeichnet auch beim System mit mehreren Freiheitsgraden, analog zum Einmasseschwinger, den komplexen Frequenzgang [21]. Dieser entspricht physikalisch einer scheinbaren Flexibilitätsmatrix unter einer harmonischen Anregung mit der Frequenz ν . Zusammen mit dem harmonischen Ansatz für $\{x(t)\}$ erhält man für die stationäre Bewegung [21],

$$\{x(t)\} = [H(i\nu)] \cdot \{p_0\} \cdot \exp(i\nu t) \quad (81)$$

Wird für $\nu = 0$ angesetzt, so reduziert sich die Gleichung der Impedanz auf die statische Gleichgewichtsbedingung [134],

$$[K] \cdot \{X(i\nu)\} = \{p_0\} \quad (82)$$

und die Frequenzgangberechnung liefert für die Anregungsfrequenz Null die statische Lösung.

Allgemeine nichtperiodische Belastung

Auch beim System mit endlich vielen Freiheitsgraden kann eine Funktion (z.B. der Belastungsvektor $\{p(t)\}$) durch die direkte Fouriertransformation im Frequenzbereich dargestellt werden. Für den Vektor der Fourierkoeffizienten erhält man den Ausdruck [21],

$$\{P(i\nu)\} = \int_{-\infty}^{\infty} \{p(t)\} \cdot \exp(-i\nu t) \cdot dt \quad (83)$$

wobei als Voraussetzung wieder gelten muss, dass der Vektor $\int_{-\infty}^{\infty} \{p(t)\} \cdot dt$ endlich ist.

Für die Lösung im Zeitbereich folgt:

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \{P(i\nu)\} \cdot \exp(i\nu t) \cdot d\nu \quad (84)$$

Für die Lösung des Mehrmassenschwingers im Zeitbereich kann

$$\{x(t)\} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [H(i\nu)] \cdot \{P(i\nu)\} \cdot \exp(i\nu t) \cdot d\nu \quad (85)$$

angeschrieben werden [21]. Damit erhält man die allgemeine, transiente Lösung unter der zeitabhängigen Belastung $\{p(t)\}$.

3.4.2.3 Direkte Integration im Zeitbereich

Bei der direkten Integration sind die zwei verschiedenen Fälle der gekoppelten und entkoppelten Gleichungen (entspricht der Modalen Analyse – Integration von n entkoppelten SDOF Gleichungen) zu unterscheiden [134]. Bei der direkten Integration wird die Bewegungsgleichung numerisch integriert. Der Vorteil der direkten Integration ist, dass bei genügend klein gewählten Integrationszeitschritten sämtliche für die Bewegung wichtigen Frequenzen berücksichtigt werden können. Zusätzlich verfügt man in jedem Zeitschritt über den Verschiebungsvektor $\{x\}$ und kann damit direkt die Verzerrungen, Spannungen und Schnittkräfte bestimmen [50]. Die Anwendung der direkten Integration ist von Vorteil, wenn die Anregung aus kurzen Impulsen besteht, bei welchen im Regelfall zahlreiche Bauwerksfrequenzen angeregt werden [134].

Der Fall der gekoppelten Gleichungen liegt vor, wenn die Bewegungsgleichung ohne weitere Transformation direkt in den physikalischen Unbekannten $\{x\}$ integriert wird, oder beim Übergang auf Normalkoordinaten bei nicht entkoppelter Dämpfungsmatrix [134]. Die Bewegungsgleichung wird bezüglich des Raumes diskretisiert, ist aber hinsichtlich der Zeit noch kontinuierlich. Für eine numerische Lösung muss daher auch die Zeit diskretisiert werden [122].

Eine Möglichkeit der zeitlichen Diskretisierung ist, die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen als Differenzengleichungen der Verschiebungen unter Wahl einer Schrittweite Δt anzusetzen. Setzt man diese Differenzenausdrücke in die Bewegungsgleichung ein, so erhält man ein lineares Gleichungssystem für die unbekannt Stützwerte. Berücksichtigt man zusätzlich die Anfangsbedingungen, so bleiben als Unbekannte nur die Stützwerte zu einer einzigen Zeit t_n übrig. Damit lässt sich das Gleichungssystem auflösen. Unter Verwendung der Lösung können rekursiv die Stützwerte bestimmt werden [134].

Bei der Entwicklung solcher Integrationsalgorithmen muss man die Stabilität und die Genauigkeit des Verfahrens überprüfen. Stabilität bedeutet, dass die Lösung nicht über die Grenzen wächst [134]. Dies ist besonders bei der Wahl großer Integrationszeitschritte zu beachten. Von großer Bedeutung ist die Genauigkeit der Berechnung. Da jedoch die Genauigkeit von der Größe des Integrationszeitschrittes abhängt, ist dessen Wahl auch hinsichtlich des jeweiligen Rechenaufwandes wesentlich. Aus diesem Grund sind vor allem Algorithmen interessant, welche stabil sind und auch bei großen Zeitschritten genaue Resultate liefern [134].

Denkt man sich die Bewegung eines linearen Tragwerkes aus den Bewegungen in den Eigenschwingungen aufgebaut, so erkennt man, dass ein fest gewählter Integrationszeitschritt Δt relativ zu den Perioden der Eigenschwingungen für die höheren Frequenzen, (d.h. für die kleineren Perioden) immer größer wird [134]. Die Genauigkeit der Integration hängt vom Verhältnis zwischen Integrationszeitschritt und Eigenfrequenzen der Struktur ab. Für den Integrationszeitschritt folgt, dass dieser wesentlich kleiner gewählt werden muss, als die zur höchsten Zielfrequenz gehörende Schwingungsperiode. Alle Eigenschwingungen mit größerer Periodendauer werden genauer integriert, da der Zeitschritt relativ zur Periode kleiner wird. Bekannte Algorithmen für die Anwendung der direkten Integration sind die β -Methode von Newmark, die Methode von Houbolt und die θ -Methode von Wilson [39], [78], [102], [124], [134].

3.5 Die Dämpfung von Baukonstruktionen

Unter der Dämpfung bei schwingungsfähigen Systemen ist eine Umsetzung von mechanischer Energie (üblicherweise in Wärme) zu verstehen [10]. Die Energiedissipation kann bei der Aufstellung der Bewegungsgleichung durch eine Dämpfungskraft berücksichtigt werden. Zur Aufrechterhaltung eines stationären Schwingungszustandes des gedämpften Einmassenschwingers muss die durch Dämpfung dissipierte Energie mit extern zugeführter Energie kompensiert werden [50]. Eine Einteilung der bei mechanischen Systemen auftretenden Dämpfungsmechanismen ist in Bild 3.6 gezeigt.

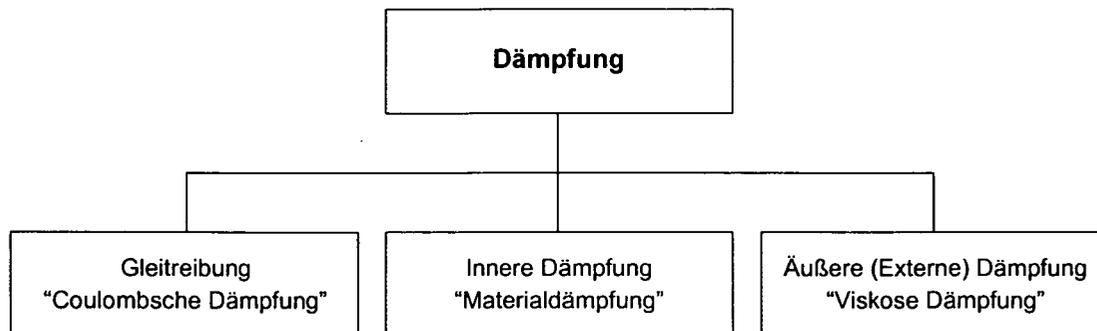


Bild 3.6 Unterteilung der möglichen Dämpfungsmechanismen [10], [50], [134]

Basierend auf der gezeigten Einteilung der Dämpfung können die auftretenden Dämpfungskräfte drei verschiedenen Klassen zugeordnet werden. Betrachtet man die äußere Dämpfung so kann die Energiedissipation durch Gleitreibung an Kontaktflächen entstehen. In diesem Zusammenhang spricht man in Folge von Coulomb'scher Dämpfung [10]. Diese kann beispielsweise durch Relativbewegungen zwischen einzelnen Elementen oder Bauteilen (Lager, Koppelfugen etc.) verursacht werden.

Werden Dämpfungskräfte von der Umgebung in erster Näherung als geschwindigkeitsproportionale Kräfte auf das Tragwerk abgegeben, so spricht man von viskoser Dämpfung [10]. Diese äußere oder auch externe Dämpfung wird durch Berührungsflächen außerhalb der Struktur erzeugt. In diesem Zusammenhang sind die Energieabstrahlung in den Untergrund (Fundament, Widerlager) oder in den umgebenden Wasserkörper bei Talsperren und die Dämpfung durch Windkräfte (aerodynamische Dämpfung) anzuführen.

Bei der inneren Dämpfung oder der sogenannten Materialdämpfung wird im schwingenden Element durch innere Reibung Energie dissipiert [10]. Die Materialdämpfung wird durch die eingesetzten Baustoffe und deren dynamischen Eigenschaften bestimmt [50]. Als charakteristisch sind Hysteresis-Schleifen der Werkstoffeigenschaften anzusetzen.

Bei der messtechnischen Bestimmung von Dämpfungseigenschaften eines Bauwerkes erhält man immer eine Kombination aus mehreren Teildämpfungswerten. Eine gezielte Trennung des gesamten Energieumsatzes in die einzelnen Dämpfungsanteile ist dabei nur schwer möglich.

3.5.1 Definition der Dämpfung

Zwischen einer Kraft und der zugehörigen Verschiebung eines Einmassenschwingers für stationäre harmonische Bewegung besteht ein eindeutiger Zusammenhang, der durch eine Hysterese beschrieben wird [10]. Die während eines Schwingungszyklus geleistete Dämpfungsarbeit A_D entspricht der von der Hysteresiskurve eingeschlossenen Fläche und ist proportional zur umgesetzten mechanischen Energie [50]:

$$A_D = \int \sigma \cdot d\varepsilon \quad (86)$$

Der Dämpfungsfaktor ϕ eines Werkstoffes ist proportional zum Verhältnis zwischen Energieumsatz A_D und der potentiellen Energie E_{pot} , welche unter maximaler Spannung auftritt [10]:

$$\phi = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_D}{E_{pot}} \quad (87)$$

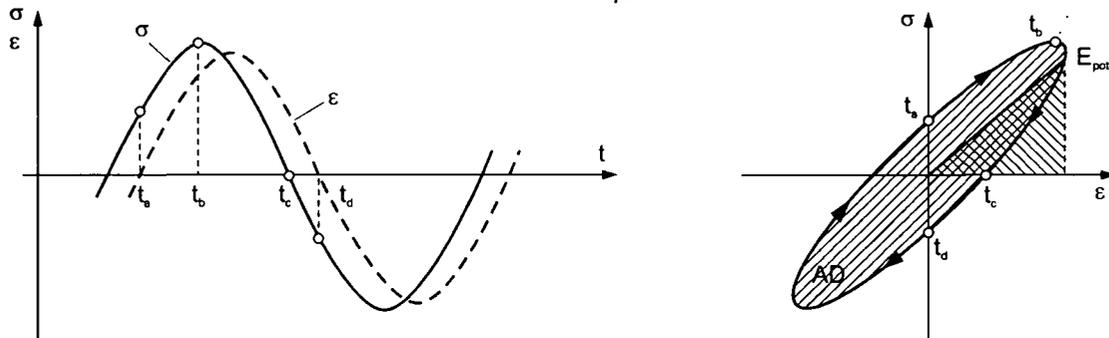


Bild 3.7 Hysteresschleife bei Schwingungsbeanspruchung [10]

Der Dämpfungsfaktor eines Bauwerkes ϕ_s wird durch eine Integration des Dämpfungsfaktors ϕ über das Volumen des Bauwerkes und Mittelung berechnet [50]:

$$\phi_s = \frac{\int \phi \cdot dV}{V} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{D,S}}{E_{pot,S}} \quad (88)$$

Handelt es sich um eine homogene Struktur, kann für $\phi_s = \phi$ angesetzt werden [50]. Für den Fall der linearen viskosen Dämpfung kann der Energieumsatz im Bauwerk $A_{D,S}$ je Zyklus (mit der Periode $T = 2\pi/\nu$) wie folgt berechnet werden, wobei $A_{D,S}$ die Dämpfungsarbeit des Bauwerkes, $E_{pot,S}$ die potentielle Energie der Struktur darstellt [10],

$$A_{D,S} = \int_0^T (c\dot{x}) \cdot \dot{x} \cdot dt = \pi \cdot c \cdot \nu \cdot x_0^2 \quad (89)$$

und für den Dämpfungskoeffizienten c viskose Dämpfung angesetzt wird [10]. Die maximale Federenergie innerhalb des Bauwerkes berechnet sich zu,

$$E_{pot,S} = \frac{1}{2} \cdot kx_0^2 \quad (90)$$

wobei für die Bauwerksdämpfung in Folge [10],

$$\phi_s = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{D,S}}{E_{pot,S}} = \frac{c \cdot v}{k} \quad (91)$$

angesetzt werden kann. Üblicherweise sind im Bauwesen die Dämpfungswerte gering, wobei das Schwingungsverhalten der Struktur nahe Resonanz beeinflusst wird [50]. Der Dämpfungsfaktor im Resonanzzustand $\phi_{S,R}$ wird zu [10]

$$\phi_{S,R} = \frac{c \cdot v}{k} = \frac{c}{\sqrt{k \cdot m}} \quad (92)$$

und unter Berücksichtigung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes ζ folgt [10]:

$$\phi_{S,R} = 2 \cdot \zeta \quad (93)$$

Für den kritischen Dämpfungskoeffizient c_{crit} kann [10]

$$c_{crit} = 2 \cdot m \cdot v \quad (94)$$

gesetzt werden. Weist ein Einmassenschwinger die kritische Dämpfung ($\zeta = 1$) auf, so wird kein Ausschwingvorgang im herkömmlichen Sinn ausgeführt, sondern die Schwingungsamplitude strebt von der Anfangsauslenkung konstant gegen Null [50]. Das Lehr'sche Dämpfungsmaß kann weiter angeschrieben werden als:

$$\zeta = \frac{c}{c_{crit}} \quad \text{und} \quad \zeta = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A_{D,S}}{E_{pot,S}} \quad (95)$$

Das logarithmische Verhältnis zwischen den Schwingungsamplituden zweier aufeinanderfolgender Perioden x_n und x_{n+m} wird als logarithmisches Dekrement Λ bezeichnet [10],

$$\Lambda = \frac{1}{m} \cdot \ln \left(\frac{x_n}{x_{n+m}} \right) \quad (96)$$

wobei für $m = 1$ die Periodendauer $T = \frac{2\pi}{\omega_d}$ der gedämpften Schwingung ω_d eingeführt werden kann

und sich das logarithmische Dekrement des Einmassenschwingers zu [10]

$$\Lambda = \ln \frac{x(t)}{x(t+T)} = \ln \frac{x(t)}{x \left(t + \frac{2\pi}{\omega_d} \right)} = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (97)$$

ergibt. Für eine sehr kleine Dämpfung $\zeta^2 \ll 1$, kann das Dämpfungsverhältnis vereinfacht mit:

$$\zeta = \frac{\Lambda}{2\pi} \quad (98)$$

angeschrieben werden [50].

Für viskose Dämpfung ist der Dämpfungskoeffizient konstant und weist eine elliptische Hysterese auf [10]. Reale Strukturen werden jedoch nicht nur durch viskose Dämpfung bestimmt, da meist eine Kombination aus Reibungsdämpfung (Coulomb) und Abstrahldämpfung (äußere Dämpfung) auftritt [50]. Da das Schwingungsverhalten lediglich im Bereich der Resonanz wesentlich beeinflusst wird, kann das Verhalten durch das Einführen eines äquivalenten Dämpfers mit einem äquivalenten viskosen Dämpfungsverhältnis ζ_{ed} [10]

$$\zeta_{ed} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A_{D,S}}{\max.E_{pot,S}} \quad (99)$$

angenähert werden. Dieser Ansatz kann auch für Mehrfreiheitsgradsysteme verwendet werden, wobei für jede Schwingungsform ein eigener äquivalenter Dämpfungskoeffizient angesetzt wird. Dabei wird vernachlässigt, dass in der Realität immer gekoppelte Schwingungsformen auftreten und dementsprechend auch kombinierte Dämpfungswerte vorhanden sind [50].

Wird ein Dämpfungsmodell für ein Frequenzband angewendet, so folgt ein frequenzabhängiger, äquivalenter viskoser Dämpfungskoeffizient $c(v)$ [10]:

$$c(v) = \frac{k\phi_s(v)}{v} \quad (100)$$

Für die ingenieurmäßige Anwendung kann von einem konstanten Dämpfungswert des Bauwerkes ϕ_s ausgegangen werden. Für den frequenzabhängigen äquivalenten Dämpfungskoeffizienten gilt damit [10]:

$$c(v) = k \cdot \frac{\phi_s}{v} \quad (101)$$

Wird die Reibung für trockene Kontaktflächen von Werkstoffen betrachtet, so stellt die Coulombsche Reibung die maßgebende Form des Energieumsatzes dar, wobei diese entsprechend Bild 3.8 definiert wird [10].

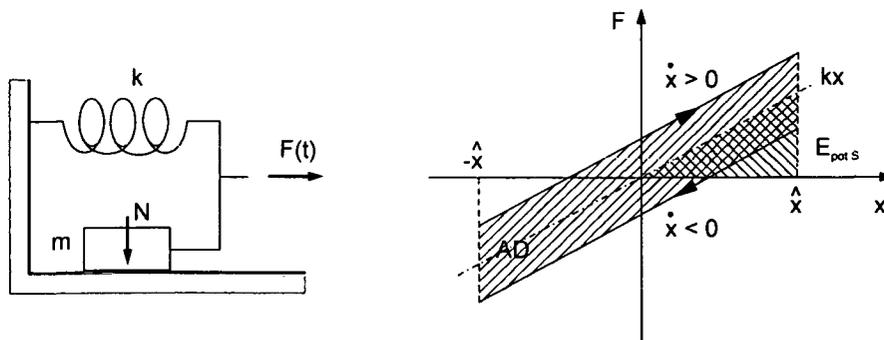


Bild 3.8 Coulombsche Reibungsdämpfung [10]

Die Differentialgleichung für einen solchen reibungsgedämpften Einmassenschwinger lautet [50],

$$m\ddot{x} \pm \mu \cdot N \cdot \dot{x} + kx = p(t) \quad (102)$$

wobei μ den Reibungskoeffizienten des Werkstoffes und N die wirksame Normalkraft darstellt [50]. Da die Reibungskraft nach jedem Halbzyklus ihr Vorzeichen wechselt, ist eine Lösung relativ kompliziert. Eine zufriedenstellende Näherung wird jedoch durch das Einführen einer äquivalenten viskosen Dämpfungskraft erreicht. Die Dämpfungsarbeit A_D einer konstanten Reibungskraft je Schwingungszyklus ergibt sich zu [10],

$$A_{D,c} = 4 \cdot \mu \cdot N \cdot x_{\max} \quad (103)$$

wobei x_{\max} die maximale Verschiebung entlang der Kontaktfläche darstellt. Durch Gleichsetzen der Dämpfungsarbeit erhält man die äquivalente viskose Dämpfung zu [10]:

$$c(v, x_{\max}) = \frac{4 \cdot \mu \cdot N}{v \cdot x_{\max}} \quad (104)$$

3.5.2 Messtechnische Bestimmung der modalen Dämpfung

Da die mathematische Formulierung der Dämpfungsmechanismen kompliziert ist, kommt der messtechnischen Bestimmung der viskosen Dämpfung eine besondere Bedeutung zu. Folgende Verfahren sind geeignet um Dämpfungswerte zu bestimmen [2], [9], [10], [12]:

- Ausschwingversuche
- Resonanzversuche
- Energiebetrachtungen

3.5.2.1 Beurteilung der Abklingkurve

Eine Möglichkeit ist die Bestimmung der Dämpfungszahl aus dem freien Ausschwingen eines schwingungsfähigen Systems [10]. Wird bei einem Einmassenschwinger die Schwingungsamplitude x_n im n -ten Schwingungszyklus und die Amplitude x_{n+m} im m -ten Zyklus gemessen, so lässt sich für das logarithmische Dekrement Λ ableiten [21]:

$$\Lambda = \frac{1}{m} \cdot \ln \left(\frac{x_n}{x_{n+m}} \right) = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (105)$$

$$\Lambda \approx 2\pi \cdot \zeta \quad (106)$$

Dabei stellt T die Periode der gedämpften Schwingung und m die Zahl der Perioden zwischen den ausgewählten Schwingungsamplituden dar.

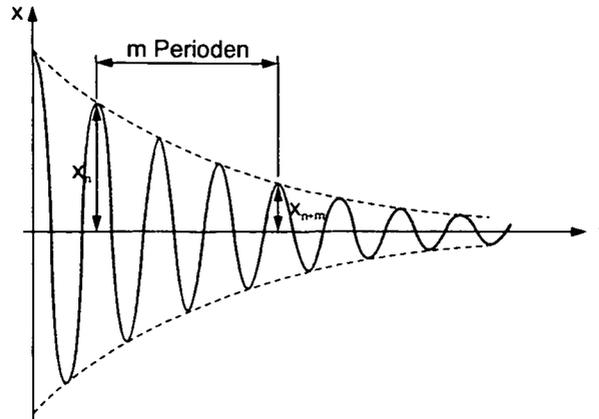


Bild 3.9 Abklingverhalten eines schwingungsfähigen Systems

Wird dieser Ansatz bei realen Bauwerken im Rahmen einer Anfangsauslenkung angewendet so ist zu berücksichtigen, dass ein Ausschwingen üblicherweise nicht in einer einzelnen Schwingungsform erfolgt und daher verfälschte Werte ermittelt werden können [10]. In diesem Zusammenhang bietet sich die Anwendung einer harmonischen Anregung in Form von Resonanzversuchen an. Durch die Anwendung entsprechender Auswerteverfahren ist es jedoch möglich, auch aus ambienten Messdaten ein freies Ausschwingen der Struktur in einem ausgewählten Frequenzbereich zu ermitteln (siehe dazu Kapitel 3.9.2).

3.5.2.2 Bandbreiten-Ansatz

Häufig erfolgt die Bestimmung von modalen Dämpfungszahlen aus gemessenen Übertragungsfunktionen [10]. Dazu kann der sogenannte Bandbreitenansatz herangezogen werden, wobei die Dämpfung aus dem Amplitudenfrequenzgang der Strukturantwort abgeleitet wird. Um den Dämpfungskoeffizient ζ zu bestimmen, sind die Hilfsfrequenzen f_1 und f_2 aus dem Frequenzgang zu ermitteln, die bei der Amplitudenhöhe $\bar{H} = H/\sqrt{2}$ auftreten:

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (107)$$

Dabei stellt f_1 den Schnittpunkt des aufsteigenden Astes und f_2 den Schnittpunkt des absteigenden Astes des Frequenzganges mit der Amplitudenhöhe \bar{H} dar (siehe dazu Bild 3.10). Diese Methode ist theoretisch nur für kleine Dämpfungswerte ($\zeta < 0,1$) zulässig [10].

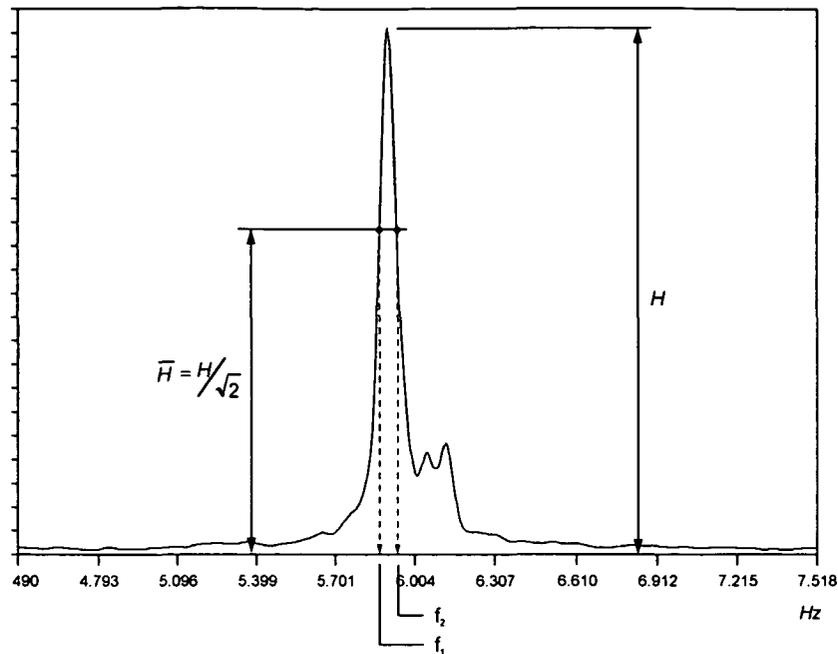


Bild 3.10 Bandbreitenansatz zur Bestimmung der modalen Dämpfung

In diesem Zusammenhang muss jedoch berücksichtigt werden, dass durch nichtlineare Effekte der Frequenzgang des Tragwerkes beeinflusst werden kann [50]. Im Rahmen von Messungen konnte beobachtet werden, dass bei einem offensichtlich geschädigten Tragwerk die Frequenzspitze in Richtung tieferer Eigenfrequenzen wandert (reduzierte Steifigkeit). Weiters ist die Mess- und Ablesegenauigkeit bei der Anwendung dieser Methode zu berücksichtigen. Bei einem annähernd linearen Systemverhalten ist dieses Verfahren jedoch theoretisch geeignet, um näherungsweise modale Dämpfungswerte aus der gemessenen Übertragungsfunktion zu bestimmen.

3.6 Bestimmung der Kabelkraft auf Basis von Eigenfrequenzmessungen

Seile sind schwingungsfähige Systeme bei denen die Biegesteifigkeit vernachlässigbar klein ist und die Kraft in Richtung der Seilachse abgetragen wird. Die Aufnahme von Querkräften ist durch ein ideales Seil nicht möglich. Im Folgenden wird die Theorie der freien Schwingung eines gelenkig gelagerten Kabels nach Irvine [81] dargestellt.

Betrachtet man ein ebenes, horizontal aufgehängtes, gelenkig gelagertes Kabel mit dem Durchhang w und der freien Schwingungslänge L , so wird ein bestimmter Punkt auf dem Kabel durch die geometrischen Koordinaten (x, y, z) beschrieben (Bild 3.12). Als freie Schwingungslänge wird der Abstand zwischen den Knotenpunkten der ersten Eigenschwingungsform bezeichnet. Bei realen Kabel entspricht diese Länge dem Abstand zwischen den Ankerplatten oder zwischen den Neoprenringen in den Überschubrohren (siehe dazu Bild 4.2).

Bei Schrägseilen ist grundsätzlich zwischen „symmetrischen“ und „unsymmetrischen“ Schwingungsformen um eine Symmetrieachse zu unterscheiden. Diese Unterscheidung ist für die Bewegung in und außerhalb der Kabelebene gültig. Die Symmetrieachse steht dabei normal auf die Kabelachse. Die Schwingungsformen der Ordnung $k = 1, 3, 5, \dots, n$ werden als symmetrische Eigenschwingungsformen bezeichnet, während die Ordnung $k = 2, 4, 6, \dots, m$ unsymmetrische Schwingungsformen darstellen.

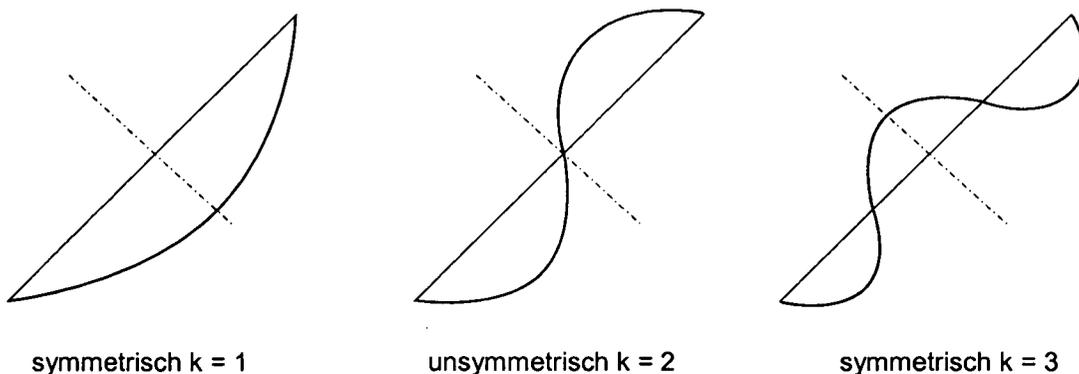


Bild 3.11 Unterscheidung von symmetrischen und unsymmetrischen Eigenschwingungsformen

3.6.1 Das massebehaftete Seil im statischen Gleichgewicht

Im Folgenden wird die Seilgleichung durch Freischneiden eines infinitesimalen Elementes der Länge ds für das gewichtsbehaftete Seil und anschließendes Aufstellen der Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet (siehe Bild 3.12). Dabei wird die Seilkraft mit T bezeichnet.

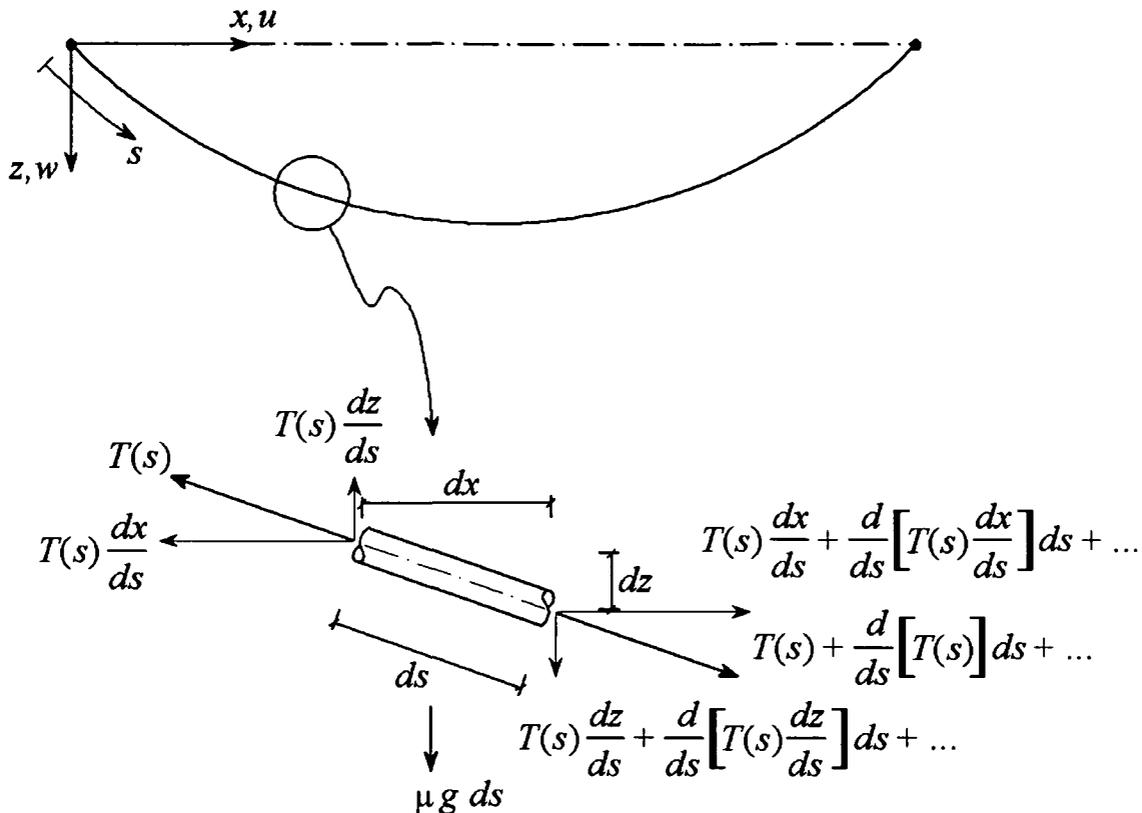


Bild 3.12 Statische Gleichgewichtsbetrachtung an einem infinitesimalen Kabelement [81]

Das Gleichgewicht des Kabelementes in vertikaler Richtung liefert:

$$\begin{aligned}
 & -T(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \left\{ T(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \left[T(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right] ds + \right. \\
 & \left. + \frac{\partial}{\partial s} \left[T(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \left[T(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right] \right] ds + O^2 \right\} + \mu \cdot g \cdot ds = 0
 \end{aligned} \tag{108}$$

Nach Division durch ds und anschließendem Grenzübergang $ds \rightarrow 0$ verschwinden in Gleichung (108) die Taylor Glieder höherer Ordnung exakt. Dadurch kann folgende gewöhnliche Differentialgleichung angeschrieben werden:

$$\frac{d}{ds} \left(T(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right) = -\mu \cdot g \tag{109}$$

Bei dem für Schrägseile üblichen kleinen Kabeldurchhang ($w/L < 1/8$) kann die in der Achse wirksame Kabelkraft $T(s) = T = \text{konst.}$ angesetzt werden und entspricht der am gelenkigen Auflagerpunkt vorhandenen horizontalen Kraftkomponente H . Daraus folgt $\partial T / \partial s = 0$. Auf Grund des kleinen Durchhanges kann eine Linearisierung mit $ds \approx dx$ gesetzt werden. Die Gleichung (109) kann somit vereinfacht angeschrieben werden [81]:

$$H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = -\mu \cdot g \quad (110)$$

3.6.2 Freie Schwingung eines idealen Seiles

Wird das Kabel entsprechend Bild 3.13 ausgelenkt, so wird neben der statisch wirksamen Kraft T die Zusatzkraft τ induziert.

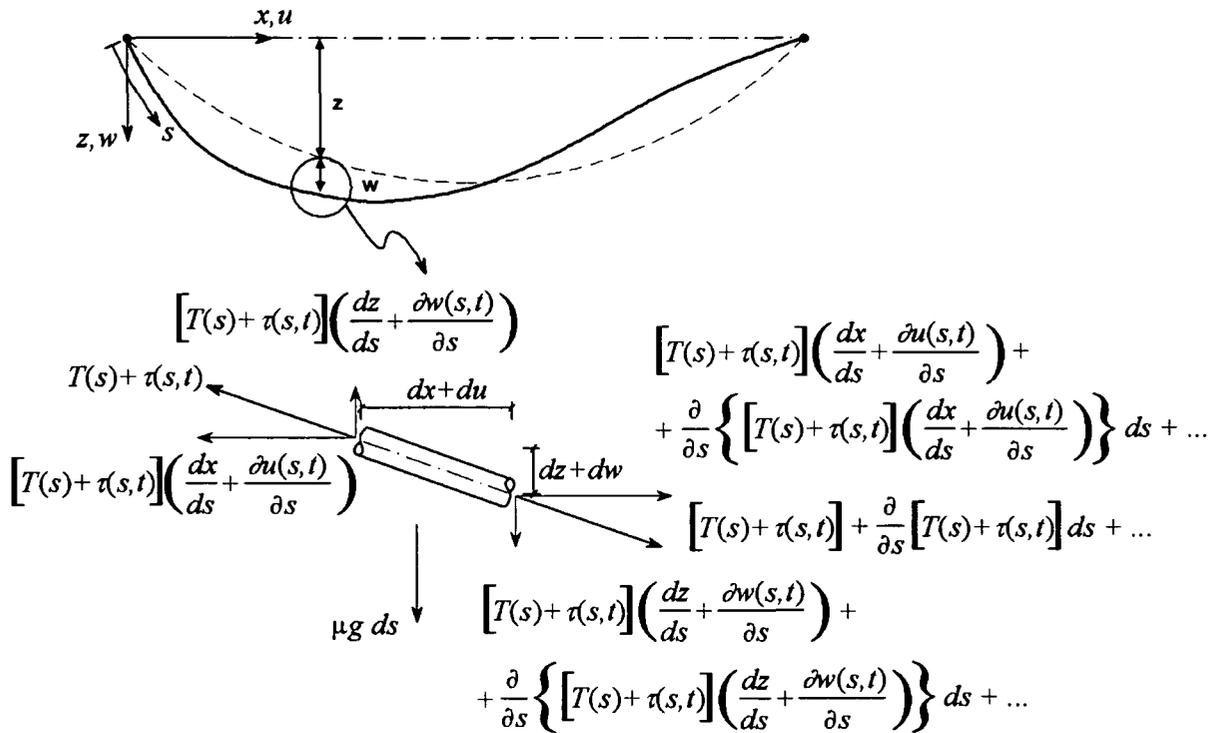


Bild 3.13 Schnittkräfte an einem infinitesimalen Kabelement zum Zeitpunkt t [81]

Zu einem festgehaltenen Zeitpunkt t werden an einem infinitesimalen Kabelement die wirksamen äußere Kräfte und Schnittkräfte gemäß Bild 3.13 eingetragen. Die Anwendung des Impulssatzes in z -Richtung liefert:

$$\begin{aligned}
 & -[T(s) + \tau(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] + \left\{ [T(s) + \tau(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] + \right. \\
 & \left. + \frac{\partial}{\partial s} \left[[T(s) + \tau(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] \right] ds + O^2 \right\} + \mu \cdot g \cdot ds = \mu \cdot \frac{\partial^2 w(s, t)}{\partial t^2} \cdot ds
 \end{aligned} \quad (111)$$

Wird die Gleichung (111) durch ds dividiert, verschwinden nach dem Grenzübergang $ds \rightarrow 0$ die Taylor Glieder höherer Ordnung exakt und man erhält [81]:

$$\frac{\partial}{\partial s} \cdot \left\{ (T + \tau) \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w}{\partial s} \right] \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \mu \cdot g \quad (112)$$

Die Anwendung des Impulssatzes außerhalb der Kabelebene y ergibt analog zur Gleichung (112):

$$\frac{\partial}{\partial s} \cdot \left\{ (T + \tau) \cdot \frac{\partial v}{\partial s} \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (113)$$

Für die Bewegung in Längsrichtung kann man nach [81],

$$\frac{\partial}{\partial s} \cdot \left\{ (T + \tau) \cdot \left[\frac{dx}{ds} + \frac{\partial u}{\partial s} \right] \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (114)$$

anschreiben. Durch die Linearisierung entsprechend Kapitel 3.6.1 wird die bei der Bewegung induzierte Zusatzkraft τ in Kabelachse am Auflagerpunkt durch die Zusatzkraft h beschrieben. Die Gleichung (112) liefert nach Linearisierung und Umformung,

$$(H + h) \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \mu \cdot g \quad (115)$$

wobei nach dem Ausmultiplizieren,

$$H \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) + h \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \mu \cdot g \quad (116)$$

folgt. Das Einsetzen des statischen Gleichgewichtes des infinitesimalen Kabelelementes entsprechend Gleichung (110) und Ausmultiplizieren liefert:

$$H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + H \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (117)$$

Die Vereinfachung von Gleichung (117) ergibt,

$$H \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (118)$$

wobei nach Vernachlässigung des Terms zweiter Ordnung $h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ der dynamische Zusammenhang zwischen Kabelkraft und Seilverformung in vertikaler Richtung nach [81] resultiert:

$$H \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (119)$$

Wird der gleiche Lösungsweg für die Bewegung außerhalb der Kabelebene nach Gleichung (113) angewendet, so folgt nach Linearisierung:

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot \left\{ (H + h) \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (120)$$

Ausmultiplizieren liefert,

$$H \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + h \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (121)$$

wobei durch Nullsetzen von $h \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}$ für die Bewegung außerhalb der Kabelebene folgt:

$$H \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (122)$$

Durch die Voraussetzung des geringen Durchhanges kann die Bewegungskomponente des Kabels bei der Schwingung in Längsrichtung vernachlässigt werden. Die Gleichungen (119) und (122) stellen die grundlegenden Gleichungen der linearen Kabeldynamik entsprechend den ursprünglichen Untersuchungen von Irvine [81] dar.

3.6.3 Bestimmung der Eigenfrequenzen eines idealen Seiles

Im folgenden Abschnitt sollen die Eigenfrequenzen eines idealen Seiles aus der Kabelebene v ermittelt werden. Wird die freie Schwingung des Kabels v als Produkt einer Orts- und Zeitfunktion dargestellt,

$$v(s, t) = \psi(x) \cdot \sin(\omega t) \quad (123)$$

und in Gleichung (122) eingesetzt, folgt:

$$H \cdot \frac{d^2 \psi}{dx^2} + \omega^2 \cdot \mu \cdot \psi = 0 \quad (124)$$

Die Lösung der gewöhnlichen Differentialgleichung 2. Ordnung gehorcht dem Ansatz:

$$\psi = C \cdot \sin(\theta x) + D \cdot \cos(\theta x) \quad (125)$$

Die Randbedingungen $\psi(0) = 0$ und $\psi(L) = 0$ führen zu $D = 0$ und die verbleibende transzendente Gleichung hat folgende Nullstellen für $k = 1, 2, \dots, \infty$.

$$\theta_k = \frac{k \cdot \pi}{L} \quad (126)$$

Für die k-te Eigenfunktion folgt,

$$\psi_k(x) = C_k \cdot \sin\left(\frac{k\pi x}{L}\right) \quad (127)$$

und weiter:

$$\frac{d^2\psi_k}{dx^2} = -\frac{k^2\pi^2}{L^2} \cdot C_k \cdot \sin\left(\frac{k\pi x}{L}\right) \quad (128)$$

Einsetzen von Gleichung (128) in (125) liefert:

$$\left(-H \cdot \frac{k^2\pi^2}{L^2} + \omega_k^2 \cdot \mu\right) \cdot C_k \cdot \sin\left(\frac{k\pi x}{L}\right) = 0 \quad (129)$$

Die Lösung für die k-te Eigenkreisfrequenz wird mit

$$\omega_k = \frac{k\pi}{L} \cdot \sqrt{\frac{H}{\mu}} \quad (130)$$

bestimmt, wobei L der freien Schwingungslänge, H der Kabelkraft und μ dem Gewicht je Längeneinheit des Kabels entspricht. Wird für $f = \omega / 2\pi$ eingesetzt, so erhält man für die Eigenfrequenz eines idealen, frei schwingenden Kabels:

$$f_{ks} = \frac{k}{2L} \cdot \sqrt{\frac{H}{\mu}} \quad (131)$$

3.7 Eigenfrequenz unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit

Ein reales Kabel für Schrägseilbrücken liegt in seinem dynamischen Verhalten jedoch zwischen der in Kapitel 3.6.2 gezeigten Idealvorstellung des straff gespannten Drahtes und eines Balkens mit ausgeprägter Biegesteifigkeit. Aus diesem Grund ist daher für ein Schrägseil die Wirkung einer Normalkraft, sowie ein Querschnitt mit Biegesteifigkeit zu berücksichtigen. Um die Eigenfrequenzen eines beidseitig eingespannten Balkens mit Normalkraft zu bestimmen ist ein infinitesimales Balkenelement entsprechend Bild 3.14 mit einer Biegesteifigkeit EI und einer Normalkraft N freizuschneiden. Dabei sind folgende Schnittgrößen wirksam:

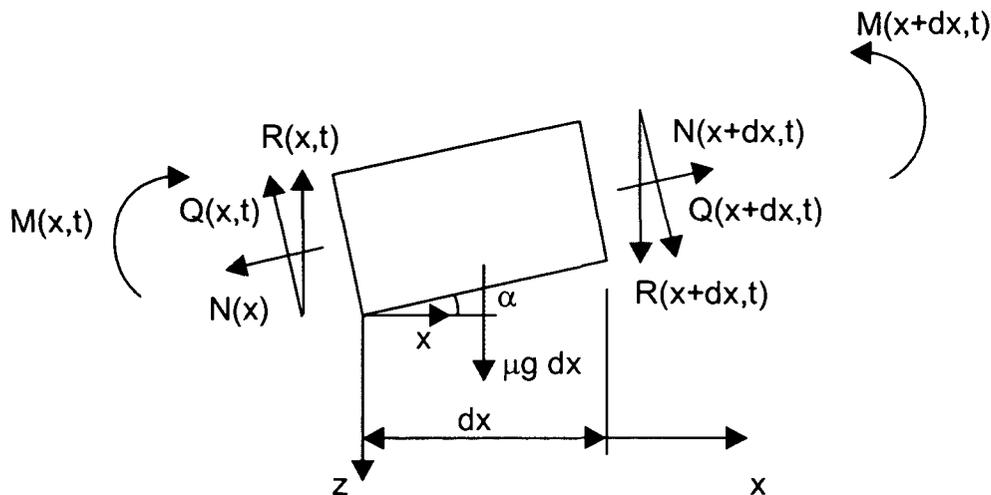


Bild 3.14 Infinites Balkenelement und wirksame Schnittgrößen

Durch die Deformation des Balkenelementes ist zwischen der Querkraft Q und deren vertikalen Kraftkomponente R zu unterscheiden. Die Anwendung des Impulssatzes in z -Richtung nach der Theorie 2. Ordnung liefert:

$$R(x,t) - \left\{ \left[R(x,t) + \frac{\partial R(x,t)}{\partial x} dx \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left[R(x,t) + \frac{\partial R(x,t)}{\partial x} dx \right] + O^2 \right\} - \mu \cdot dx \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (132)$$

Die Division durch dx und Grenzübergang $dx \rightarrow 0$ führt zu:

$$\frac{\partial R(x,t)}{\partial x} = -\mu \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} \quad (133)$$

Anschreiben des Drallsatzes um einen ausgewählten Punkt des infinitesimalen Balkenelementes liefert bei Vernachlässigung der Rotationsträgheit:

$$M(x,t) + R(x,t) \cdot dx + N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} \cdot dx - \left[M(x,t) + \frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \cdot dx \right] = 0 \quad (134)$$

Daraus kann direkt die vertikale Kraftkomponente der Querkraft abgeleitet werden:

$$R(x,t) = -N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \quad (135)$$

Das Ableiten der Gleichung (135) nach x liefert:

$$\frac{\partial R(x,t)}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x} \left[N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \right] \quad (136)$$

Einsetzen von Gleichung (136) in Gleichung (133) ergibt:

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left[N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \right] = -\mu \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} \quad (137)$$

Einführen der Momenten-Krümmungsbeziehung mit $M = -EI \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ in Gleichung (134) führt zu folgender Differentialgleichung eines Balkens unter Normalkraft [21]:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial x^2} \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left[N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} \right] + \mu \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (138)$$

Bei einem Balken mit konstanter Biegesteifigkeit und Annahme einer über die Länge konstanten Normalkraft wird aus Gleichung (138):

$$EI \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - N \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \quad (139)$$

Durch Anwendung des Bernoulli Separationsansatzes liefert nach Einsetzen in Gleichung (139) und Division durch EI:

$$\frac{d^4 \phi(x)}{dx^4} \cdot \frac{1}{\phi(x)} - \frac{N}{EI} \cdot \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} \cdot \frac{1}{\phi(x)} = -\frac{\mu}{EI} \cdot \frac{d^2 Y(t)}{dt^2} \cdot \frac{1}{Y(t)} = \frac{\mu}{EI} \cdot \omega^2 \quad (140)$$

Daraus folgt für die Ortsfunktion $\phi(x)$:

$$\frac{d^4 \phi(x)}{dx^4} - \frac{N}{EI} \cdot \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} - \beta^4 \cdot \phi(x) = 0 \quad (141)$$

Dabei gilt [21]:

$$\beta^4 = \frac{\mu}{EI} \cdot \omega^2 \quad (142)$$

Das Einsetzen von [21],

$$\phi(x) = C \cdot \exp(\alpha \cdot x) \quad (143)$$

in Gleichung (141) liefert:

$$C \cdot \alpha^4 \cdot \exp(\alpha \cdot x) - C \cdot \alpha^2 \cdot \exp(\alpha \cdot x) \cdot \psi^2 - C \cdot \exp(\alpha \cdot x) \cdot \beta^4 = 0 \quad (144)$$

wobei für $\psi^2 = \frac{N}{EI}$ gesetzt wird. Division von Gleichung (144) durch $C \cdot \exp(\alpha \cdot x)$ ergibt die charakteristische Gleichung:

$$\alpha^4 - \psi^2 \cdot \alpha^2 - \beta^4 = 0 \quad (145)$$

Auflösen nach α ergibt:

$$\alpha_{1,2} = \pm \varepsilon = \pm \sqrt{\left(\beta^4 + \frac{\psi^4}{4}\right)^{1/2} + \frac{\psi^2}{2}} \quad (146)$$

$$\alpha_{3,4} = \pm i\delta = \pm i \cdot \sqrt{\left(\beta^4 + \frac{\psi^4}{4}\right)^{1/2} - \frac{\psi^2}{2}} \quad (147)$$

Damit kann die Lösung für die Ortsfunktion $\phi(x)$ wie folgt angeschrieben werden [114]:

$$\begin{aligned} \phi(x) &= \sum_{n=1}^4 C_n \cdot \exp(\alpha_n x) = C_1 \cdot \exp(\alpha_1 x) + C_2 \cdot \exp(\alpha_2 x) + C_3 \cdot \exp(\alpha_3 x) + C_4 \cdot \exp(\alpha_4 x) = \\ &= C_1 \cdot \exp(\varepsilon \cdot x) + C_2 \cdot \exp(-\varepsilon \cdot x) + C_3 \cdot \exp(i\delta \cdot x) + C_4 \cdot \exp(-i\delta \cdot x) \end{aligned} \quad (148)$$

Die Anwendung der Euler'schen Gleichungen [114]

$$\exp(\pm \kappa) = \cosh(\kappa) \pm \sinh(\kappa), \quad \exp(\pm i\kappa) = \cos(\kappa) \pm i \sin(\kappa) \quad (149)$$

liefert:

$$\phi(x) = (C_1 + C_2) \cosh(\varepsilon x) + (C_1 - C_2) \sinh(\varepsilon x) + (C_3 + C_4) \cos(\delta x) + i(C_3 - C_4) \sin(\delta x) \quad (150)$$

Die Konstanten C_n in Gleichung (150) stellen komplexe Zahlen dar, wobei nach Nullsetzen der Imaginärteile:

$$\phi(x) = A \cdot \sin(\delta x) + B \cdot \cos(\delta x) + C \cdot \sinh(\varepsilon x) + D \cdot \cosh(\varepsilon x) \quad (151)$$

folgt. A, B, C und D sind reale Konstanten. Um symmetrische Randbedingungen zu erreichen, wird die Stelle $x = 0$ im Halbierungspunkt des beidseitig eingespannten Balkens eingeführt:

$$\phi\left(x = -\frac{L}{2}\right) = \phi\left(x = \frac{L}{2}\right) = 0 \quad (152)$$

Die Eigenschwingungsformen $\phi_m(x)$ sind damit für die geraden (symmetrischen) Funktionen $\phi_m(-x) = \phi_m(x)$ und für die ungeraden (unsymmetrischen) Funktionen $\phi_m(-x) = -\phi_m(x)$.

Durch Einsetzen der Randbedingungen folgt aus Gleichung (151) für die Kombination der geraden Funktionen,

$$\phi(x) = B \cdot \cos(\delta x) + D \cdot \cosh(\varepsilon x) \quad (153)$$

und für die ungeraden Funktion:

$$\phi(x) = A \cdot \sin(\delta x) + C \cdot \sinh(\varepsilon x) \quad (154)$$

Anpassen an die Randbedingungen entsprechend (152) führt auf:

$$B \cdot \cos\left(\delta \cdot \frac{L}{2}\right) = -D \cdot \cosh\left(\varepsilon \cdot \frac{L}{2}\right) \quad (155)$$

$$\delta \cdot B \cdot \cos\left(\delta \cdot \frac{L}{2}\right) = \delta \cdot D \cdot \sinh\left(\varepsilon \cdot \frac{L}{2}\right) \quad (156)$$

Division von Gleichung (156) durch Gleichung (155) liefert:

$$\delta \cdot \tan\left(\delta \cdot \frac{L}{2}\right) = -\varepsilon \cdot \tanh\left(\varepsilon \cdot \frac{L}{2}\right) \quad (157)$$

Gleichung (146) unter Berücksichtigung von $\varepsilon^2 = \delta^2 + \psi^2$ und $\varepsilon \cdot \delta = \beta^2$ führt zu:

$$\tan\left(\delta \cdot \frac{L}{2}\right) = -\sqrt{1 + \frac{\psi^2}{\delta^2}} \cdot \tanh\left(\frac{L}{2} \cdot \sqrt{\delta^2 + \psi^2}\right) \quad (158)$$

Umformen von Gleichung (141) ergibt:

$$f = 2\pi\beta^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (159)$$

Durch Berücksichtigung von Gleichung (146) resultiert für die ungeraden Frequenzen:

$$f_{(2n-1)} = 2\pi\delta_{(2n)} \cdot \sqrt{(\delta_{(2n)}^2 + \psi^2)} \cdot \frac{EI}{\mu} \quad (160)$$

Für die geraden Frequenzen folgt in Analogie zu Gleichung (160),

$$f_{(2n)} = 2\pi\delta_{(2n-1)} \cdot \sqrt{(\delta_{(2n-1)}^2 + \psi^2)} \cdot \frac{EI}{\mu} \quad (161)$$

wobei $n = 1,2,3,\dots,\infty$ eine natürliche Zahl darstellt. Geht ψ gegen Null, so ist keine Normalkraft wirksam und die Eigenfrequenzen reduzieren sich auf die eines Balkens ohne Normalkraft. Geht jedoch ψ gegen unendlich so ist die Biegesteifigkeit sehr klein, und die Gleichung reduziert sich auf die eines idealen Drahtes nach (131). Für den realistischen Fall eines Schrägseiles darf ψ nicht vernachlässigt oder unendlich groß gesetzt werden. Daraus ergibt sich aus Gleichung (158),

$$\tanh\left(\frac{L}{2} \cdot \sqrt{\delta^2 + \psi^2}\right) \longrightarrow 1 \quad (162)$$

wobei Gleichung (158) unter Berücksichtigung von Gleichung (162) zur folgenden Form reduziert wird:

$$\tan\left(\delta \cdot \frac{L}{2}\right) = -\sqrt{1 + \frac{\psi^2}{\delta^2}} \quad (163)$$

In der allgemeinen Form kann für die ungeraden Funktionen angeschrieben werden:

$$\delta \cdot \frac{L}{2} = \left(k + \frac{1}{2}\right) \cdot \pi + \gamma \quad (164)$$

Für die geraden Funktionen gilt,

$$\delta \cdot \frac{L}{2} = \frac{k \cdot \pi}{2} + \gamma \quad (165)$$

wobei k eine ganze Zahl ($k = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$) und γ eine sehr kleine positive Zahl ($\gamma \approx 0$) darstellt. Durch eine entsprechende Reihenzerlegung und Berücksichtigung der Terme erster Ordnung folgt,

$$\gamma = \pi \cdot (2k + 1) \cdot \sqrt{\frac{EI}{NL^2}} \quad (166)$$

wobei (2k+1) eine ungerade und (2k) eine gerade Zahl repräsentiert. In Analogie zu Gleichung (166) kann für die geraden Funktion angeschrieben werden:

$$\gamma = \pi \cdot 2k \cdot \sqrt{\frac{EI}{NL^2}} \quad (167)$$

Ausdrücken von γ aus Gleichung (166) und (167) in einer gemeinsamen Form liefert,

$$\gamma = \pi \cdot k \cdot \sqrt{\frac{EI}{NL^2}} \quad (168)$$

wobei für $k = 1, 2, 3, \dots, \infty$ gilt. Daraus folgt aus Gleichung (164) und (165):

$$\delta \cong \frac{k}{2L} \cdot \sqrt{\frac{N}{\mu}} \cdot \left(1 + \frac{2}{L} \cdot \sqrt{\frac{EI}{N}}\right) \quad (169)$$

Für die Eigenfrequenz eines Balkens mit der Biegesteifigkeit EI und einer wirksamen Zugkraft N gilt bei Berücksichtigung der Terme zweiter Ordnung entsprechend [114]:

$$f_k = \frac{k}{2L} \cdot \sqrt{\frac{N}{\mu}} \cdot \left(1 + 2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{N \cdot L^2}} + \left(4 + \frac{k^2 \pi^2}{2}\right) \cdot \frac{EI}{N \cdot L^2}\right) \quad (170)$$

3.8 Messtechnische Verfahren zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Tragwerken

Mit Hilfe der experimentellen Modalanalyse ist die Identifizierung der modalen Parameter einer Struktur (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfungen und modale Masse) aus den gemessenen Eingangs- (bei erzwungener Schwingung) und Antwortgrößen möglich [20]. Zu diesem Zweck müssen die Eigenschwingungsformen eines Tragwerkes messbar angeregt werden [40]. Diese Anregung ist grundsätzlich auf zwei unterschiedliche Arten möglich, einerseits durch die erzwungene Erregung und andererseits durch die ambiente Erregung.

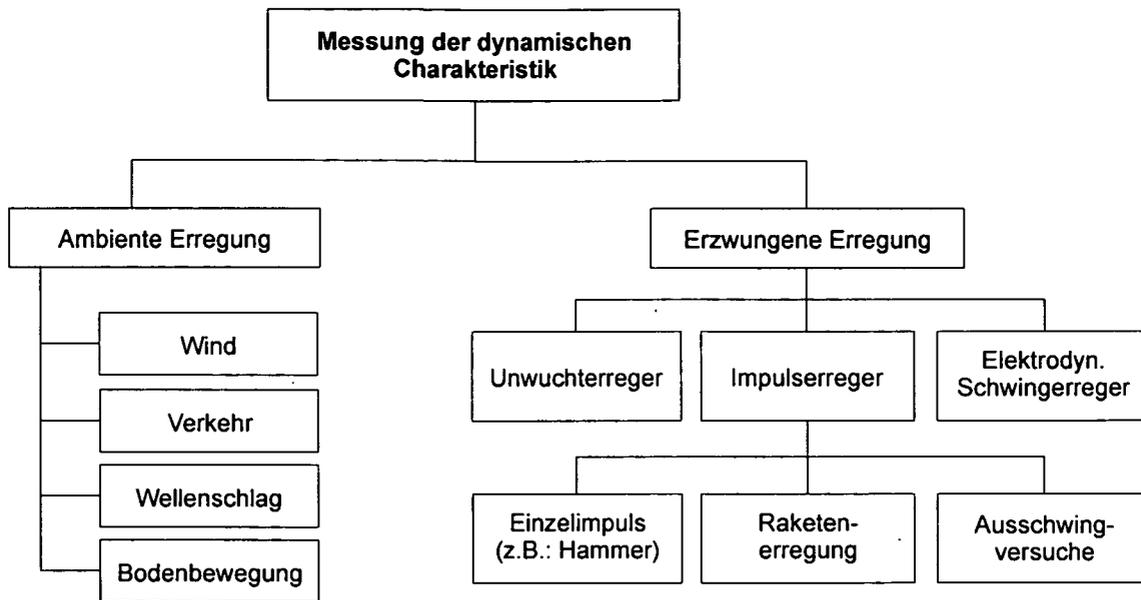


Bild 3.15 Anregungsmechanismen für Schwingungsuntersuchungen

3.8.1 Die Methoden der Erzwungenen Anregung

Bei der erzwungenen Anregung werden die modalen Strukturparameter über eine künstliche Anregung bestimmt. Als Erreger wird beispielsweise ein Schwingerreger oder andere dynamische Lasten eingesetzt, wobei ein oder mehrere definierte Erregerpunkte am Bauwerk verwendet werden [42]. Die Reaktionen auf die bekannte Erregung (Eingang) werden durch Sensoren (Ausgang) aufgenommen. Grundlage ist dabei das Verhältnis zwischen den Reaktionen des Bauwerkes - die in den einzelnen Messpunkten durch die Sensoren aufgenommen werden - und der definierten, gleichzeitig gemessenen Erregung [40]. Wesentlich dabei ist, dass die eingetragene Kraft bzw. die Anregungsfunktion genau bekannt sind. Die idealen Bedingungen wären keinerlei Einwirkung ambienter Störeinflüsse auf die Struktur, was sich praktisch nur im Labor verwirklichen lässt [45].

Das Tragwerk wird durch eine Krafteinleitung mit variierenden Erregerfrequenzen in Schwingungen versetzt. Die Systemantwort wird über einen Messpunktraster ermittelt (geometrische Diskretisierung). Durch Analyse von Erregerkraft und Schwingungsantwort kann die Übertragungsfunktion (FRF = Frequency Response Function) gebildet werden, welche als Ausgangsfunktion zur Ermittlung der modalen Parameter der Struktur erforderlich ist [45], [123], [135].

Bei der erzwungenen Erregung werden zunächst die Eigenfrequenzen des Tragwerkes als Basis für die Ermittlung der Eigenschwingungsformen und die modale Dämpfungskoeffizienten bestimmt [135]. Für die Identifizierung der Eigenfrequenzen wird das zur Untersuchung stehende Tragwerk in einem Punkt i durch eine kontrollierte Kraft $x_i(t)$ angeregt, und seine Reaktion $y_k(t)$ in einer zweckmäßigen Anzahl von Punkten k gemessen [45].

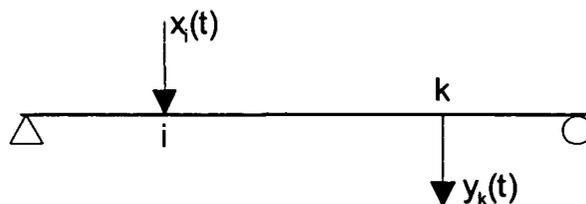


Bild 3.16 Schema der erzwungenen Erregung

Resonanz zeigt sich in der Strukturantwort, wenn die Erregerfrequenz mit einer Eigenfrequenz des Tragwerkes korrespondiert. Der Krafteintrag am Anregungspunkt wird mittels Sensor gemessen, die Systemantwort über die Messaufnehmer die am Tragwerk angeordnet sind. Bei der Wahl und Abstimmung der Anregung sind immer die charakteristischen Eigenschaften des Bauwerkes sowie der Frequenzbereich der Strukturantwort zu berücksichtigen [45], [135].

Für die Untersuchung größerer Bauwerke wird das Verfahren mit konstantem Erregungspunkt gewählt. Für kleinere Bauwerke ist es möglich, den Reaktionsmesspunkt konstant zu halten und mit der Anregung (meist einem instrumentierten Hammer) den Messraster abzuarbeiten [45]. Dieser Vorgang hat im Bauwesen eher wissenschaftlichen Charakter und wird vermehrt im Maschinenbau eingesetzt. Entsprechend [102] unterscheidet man folgende Gruppen von Testmethoden:

- Phasen-Resonanz-Methoden (tuned-sinusoidal) beruhen auf der Fähigkeit, eine einzelne Schwingungsform mit Hilfe mehrerer Schwingerreger (mit unabhängigen, variablen Krafteinträgen) anzuregen. Jeder Erreger erzeugt eine sinusförmige Anregung mit der selben Frequenz. Sie arbeiten entweder in Phase oder gegen die Phase zu einer Referenzquelle. Die Methode wird hauptsächlich im Maschinenbau und in der Luftfahrtindustrie eingesetzt.
- Phasen-Trenn-Methoden: diese beruhen im Grunde auf der Tatsache, dass die erzwungene Antwort einer linearen Struktur eine gewichtete lineare Summierung aller entkoppelten Schwingungsformen ist, d.h. die gemessene Strukturantwort wird durch eine Linearkombination der Schwingungsformen der Struktur dargestellt. Die Anregung kann an einem Punkt des Tragwerkes (single-point-testing) oder an mehreren Punkten (multi-point-testing) erfolgen.

Bei den Phasen-Trenn-Methoden unterscheidet man zwischen den Schrittsinus- und Breitbandversuchen, bei ersteren regt der Schwingerreger die Struktur sinusförmig mit einer einzelnen, genau kontrollierten Frequenz an [102], [149]. Die Strukturantwort wird gemessen und die Frequenz schrittweise oder kontinuierlich erhöht. Bei den Breitbandversuchen wird das Tragwerk mit einem Signal angeregt, das gleichzeitig einen breiten Frequenzbereich abdeckt. Man unterscheidet dabei zwischen zufälliger (= random, normalverteilte Anregung) und periodischer Anregung [102].

Der Wahl des Anregungspunktes, der als „Driving Point“ bezeichnet wird, kommt besondere Bedeutung zu. Dieser muss so angeordnet werden, dass möglichst alle relevanten Eigenschwingungsformen angeregt werden [45], [89], [135]. Wird der Erreger in einem Schwingungsknoten einer Eigenschwingungsform positioniert, so wird diese nicht angeregt. Dies umgeht man am Besten, indem vor den praktischen Versuchen eine Finite Element Analyse des Tragwerkes durchgeführt wird, welche die Formen der anzuregenden Schwingungen zumindest in erster Näherung liefert. Die Intensität und der Frequenzbereich der Erregung müssen immer auf die Größe und Eigenfrequenzen des anzuregenden Bauwerkes abgestimmt werden.

Mit entsprechendem Mehraufwand kann das Problem auch durch Anwendung der MIMO-Methode (Multiple-Input - Multiple-Output) gelöst werden, bei der zwei oder mehr Schwingungsanreger am Tragwerk eingesetzt werden [102]. Der erforderliche Aufwand für die Durchführung solcher Messungen ist jedoch sehr hoch.

3.8.2 Die Methode der Ambienten Anregung

Die ambiente Schwingungsanalyse basiert auf der Messung von Bauwerksreaktionen, die durch natürliche (ambiente) Quellen hervorgerufen werden. Im Gegensatz zur erzwungenen Erregung wird darauf verzichtet, die Struktur künstlich anzuregen. Es werden jene Tragwerksschwingungen gemessen, die von natürlichen, den sogenannten „ambienten“ Quellen wie zum Beispiel Wind, Verkehr aller Art, mikroseismische Bewegungen im Untergrund oder Wellenschlag dauernd mehr oder weniger intensiv angeregt werden [45], [102].

Voraussetzung für die Anwendung ambienter Verfahren ist, dass das Frequenzspektrum der anregenden Kräfte einem weißen Rauschen entspricht, d. h. die Anregung erfolgt in einem zufälligen Muster und ist über das gesamte zu untersuchende Frequenzspektrum gleichmäßig verteilt [134], [167]. Das weiße Rauschen ist ein stationärer stochastischer Prozess, bei dem alle Frequenzanteile gleichmäßig zur (unendlich großen) Varianz beitragen [134]. Seine Autokorrelationsfunktion ist eine Dirac'sche Delta-Funktion, das heißt die Ordinaten der Musterfunktionen sind vollkommen unkorreliert [45]. Da sich dieser Prozess durch einen einzigen Parameter, nämlich die konstante Leistungsspektraldichte beschreiben lässt, stellt er das einfachste Modell für stationäre stochastische Prozesse dar [134]. Allgemein zeichnen sich stochastische oder Zufallsprozesse durch zufällige Zeitverläufe aus, sodass Vorhersagen auf zukünftige Werte nur im statistischen Rahmen möglich sind. Für Brücken die durch Verkehr ständig befahren sind, ist die Annahme des weißen Rauschens als Anregung ebenfalls gültig. Für Verkehrslasten beruht dieser Umstand auf folgenden Tatsachen [40], [45], [90]:

- Die einzelnen Fahrzeuge erreichen das Tragwerk zufällig verteilt.
- Jedes Fahrzeug verfügt über andere Dämpfungsparameter.
- Unebenheiten der Fahrbahnoberfläche sind ebenfalls zufällig verteilt.

Da die erregende Kraft nicht bekannt ist, wird einer der Messpunkte als Referenzpunkt und das entsprechende Messsignal als Referenzsignal $y_R(t)$ definiert. Wie das Kraftsignal $x_i(t)$ bei der erzwungenen Erregung muss bei der ambienten Methode das Referenzsignal $y_R(t)$ bei jedem Messzyklus mitgemessen werden. Der Raster der übrigen Messpunkte (Messsignale $y_k(t)$) wird in der gleichen Weise wie bei der erzwungenen Erregung durch die übrigen Sensoren abgearbeitet.

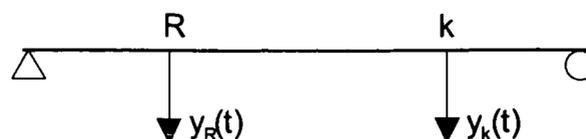


Bild 3.17 Schema der ambienten Erregung

Bei der ambienten Anregung wird als mathematische Funktion der einwirkenden Kräfte das weiße Rauschen angenommen [45]. Das bedeutet, dass entsprechende Analysemethoden vorausgesetzt, eine Modellierung der anregenden Kräfte zur Ermittlung der Strukturparameter nicht notwendig ist. Die ambiente Schwingungsanalyse ist demnach eine ausschließlich auf Ausgangsdaten aufbauende Methode [45], [102], [149].

3.8.3 Vergleich und Beurteilung der Erzwungenen und Ambienten Anregung

3.8.3.1 Die erzwungene Anregung

Vorteile: Erregersysteme haben den Vorteil, dass die modalen Eigenschaften von Bauwerken gezielt untersucht werden können. Dazu gehört die Auswahl des gewünschten Frequenzbereiches, Größe und Richtung der Erregerkraftamplitude sowie die Möglichkeit, Nichtlinearitätseinflüsse (durch entsprechend hohe dynamische Beanspruchung) zu analysieren. Dabei ist eine beliebig lange Messzeit unter geregelten Bedingungen möglich. Insbesondere kann eine größere Frequenzauflösung erzielt werden, was für die Untersuchung kleiner Eigenfrequenzänderungen infolge Bauwerksschäden wichtig ist. Die Vorteile dieser Erregungsart liegen in der kurzen Versuchsdauer, der guten Steuerbarkeit, des günstigen Verhältnisses von Nutz- zu Störsignal und der Unterdrückung von Nichtlinearitätseinflüssen bei der Ermittlung der Amplitudenfrequenzgänge [29], [40].

Bei den Ausschwingversuchen kann die Anregung mittels Anzupfen, plötzliches Entlasten und dynamische Zugversuche mit Verbindungselementen erfolgen [34]. Die Sprungerregung konzentriert die Erregerenergie im tieffrequenten Bereich, sodass meist nur die Grundfrequenzen angeregt werden [149]. Es ist jedoch möglich, auch größere Bauwerke mit einer großen Anzahl von Eigenfrequenzen im tieffrequenten Bereich anzuregen. Voraussetzung ist, die großen Sprungkräfte technisch möglichst einfach in das Bauwerk einzutragen. Durch die Energiedissipation der Struktur wird sich ein Ausschwingvorgang einstellen (Abnahme der Schwingungsamplitude), wobei auch die Dämpfung einfach abgeleitet werden kann [50].

Durch die Impulsanregung ist es mit sehr einfachen Mitteln möglich einen entsprechenden Ausschwingvorgang zu induzieren [34]. Besonders bei Messungen in Entwicklungsländern, wo aufwändige Ausrüstung für eine erzwungene Erregung nicht angewendet werden kann, bietet die Impulserregung eine sehr gute Alternative. Üblicherweise wird die Impulserregung durch Impulshammer, Fallgewicht, Impulsramme, Kartuschenzündung, Projektilstoß u.a. realisiert. Eine gute Anregung mit handelsüblichen Bauwerksimpulshammer ist bei kleinen bis mittleren Bauwerken (Spannbetonbrücken bis etwa 30 m Brückenlänge, Eigenfrequenzen > 5 Hz) möglich [45]. Fallgewichte sind wegen des nicht zu vermeidenden Auffangimpulses (zu Vermeiden mit Sandsäcken) problematisch. Impulsrammen eignen sich für große Bauwerke. Je kürzer die Impulsdauer, um so breiter ist das dabei erzeugte Erregerspektrum.

Nachteile: Bei Schwingerregern ist zu beachten, dass die Erregerkraft über den Frequenzbereich nicht konstant ist. Die Anwendung einer bandbegrenzten stochastischen Erregung kann hier Abhilfe schaffen. Bei einer ideal breitbandigen stochastischen Erregung (Rauscherregung) besitzt das Signal ein konstantes Leistungsspektrum bis zu einer oberen Grenzfrequenz [51]. Maßgebende Nachteile beim Einsatz von Schwingerregern sind der hohe Aufwand und die hohen Kosten für Ausstattung und Betrieb der Systeme.

Bei der Anregung durch Raketen (durch die EMPA in Zusammenarbeit mit dem Institut für Maschinenbau der Militärakademie Brünn aus Tschechien www.vabo.cz erprobt) konnte eine relativ konstante Erregerkraft aufgebaut werden. Die Brenndauer war dabei von der Größe der Treibladung abhängig und lag in einem Bereich zwischen 0,7 s für die vertikale Richtung und etwa 1,0 s in horizontaler Richtung. Das Resultat war ein etwa rechteckförmiger Impuls der einen deutlichen Maximalwert kurz nach der Zündung aufwies [34].

Wird die Montage der Raketeneinheiten nicht entsprechend stabil ausgeführt, kann es beim Zünden durch den Anfangsstoß zu einem sehr hohen Impuls kommen, der zu einem ungewollten Übersteuern der gesamten Messeinheit führen kann. Ein großes Problem dieser Art von Erregung stellen neben der erforderlichen Verkehrssperre die hohe Schallentwicklung sowie Sicherheitsaspekte der gezündeten Raketen dar. Bei Versuchen der EMPA wurden in 130 m Entfernung ein Schallpegel von etwa 120 dB(A) gemessen. Ein Einsatz dieser Systemerregung in besiedelten Gebieten war daher nicht möglich [34]. Weiters kann der hohe Schalldruck zu einer deutlichen Beeinflussung der eingesetzten Sensoren führen – die technischen Daten der Geräte hinsichtlich Empfindlichkeit gegenüber Schalldruck sollten daher unbedingt überprüft werden. Hinzu kommt, dass ein hohes Sicherheitsrisiko durch die hochexplosiven Treibsätze für Messteam und Anrainer besteht, da Fehlfunktionen oder unzureichende Montage der Einheiten nicht ausgeschlossen werden können. Die hohen Kosten für die Raketeneinheiten, die Vorbereitungszeit sowie die Komplexität sind entscheidende Kriterien für den praktischen Einsatz im Feld. Von diesem Gesichtspunkt hat die Raketenerregung praktisch keine Bedeutung.

Versuche mit Anfangsverformung können durch die Dämpfung der zusätzlichen Massen - ein Lösen der Zusatzlast erfolgt in der Realität nicht immer unmittelbar und vollständig – beeinflusst werden. Mit einer Dämpfung des Impulses oder dem Auftreten von unerwünschten erzwungenen Schwingungen im Anregungsspektrum ist immer zu rechnen. Weiters sind der relativ hohe Aufwand sowie die praktische Durchführbarkeit solcher Tests nachteilig.

Bei der Impulserregung ist die Dämpfung der Schwingung durch eventuelles „Nachspringen“ der Impulsgeber zu berücksichtigen. Entsprechende Einrichtungen sind daher erforderlich um nur einen einzigen, ausreichend großen Impuls zu erzeugen [45], [149]. Bei großen Bauwerken ist die Impulserregung nicht geeignet, da sehr große Massen für die Erzeugung eines Impulses erforderlich und damit der Aufwand unverträglich hoch wären.

3.8.3.2 Die ambiente Anregung

Vorteile: Bauwerke werden ständig durch natürliche Erregerquellen zu Schwingungen angeregt, man macht sich diesen Effekt bei der ambienten Systemanalyse zunutze [48]. Der aufwändige Einsatz von künstlichen Schwingungserregern ist dabei überflüssig. Bei der natürlichen Erregung ist zwischen planmäßigen Betriebslasten (Verkehr, benachbarte Erschütterungsquellen) und Umgebungseinflüssen (Wind- und Wasserbewegungen, natürliche Bodenunruhe) zu unterscheiden. Diese Anregung ist meist (aber nicht immer) stochastischer Art und weist daher breitbandige Spektren auf. Durch die Aufzeichnung von vorhandenen Schwingungen des Tragwerkes, kann der Betriebslastfall sehr gut erfasst werden, störende äußere Anregung durch Zusatzgeräte wird vermieden [3], [122], [123].

Durch das Entfallen von aufwändigen und damit teuren Erregersystemen, ist die ambiente Methode deutlich flexibler, schneller Einsatzbereit und kann mit weniger Messpersonal angewendet werden. Die Untersuchung von Bauwerken, bei denen ein Einsatz eines Erregersystems aus Gründen der Zugänglichkeit bzw. aus Platzgründen nicht möglich ist, kann ebenfalls durchgeführt werden, da lediglich die Sensoren auf den entsprechenden Stellen am Tragwerk aufgestellt werden müssen und die Verkabelung zur Basisstation hergestellt werden muss.

Nachteile: Da die Systemantworten infolge natürlicher Erregung in der Regel klein sind, müssen zu ihrer Erfassung hochempfindliche Messaufnehmer eingesetzt werden, die auch für sehr tiefe Frequenzen ($< 0,1$ Hz) noch sehr genaue Ergebnisse liefern [123]. Probleme können sich jedoch ergeben, wenn nicht ambiente Erregungsquellen wie zum Beispiel Maschinen mit ausgeprägtem Frequenzgang vorhanden sind, welche Tragwerksschwingungen beeinflussen bzw. übersteuern [122], [123]. Die entsprechenden Störspitzen im Spektrum sind jedoch von erfahrenen Benutzern als solche erkennbar und können von der Interpretation ausgeschlossen werden.

Ein theoretischer Nachteil des ambienten Verfahrens ist, dass durch die möglicherweise zu geringe ambiente Erregung (bei kleinen, steifen Tragwerken ohne Verkehr) manche Eigenfrequenzen des Systems nicht identifiziert werden können [38], [42]. Weiters ist in diesem Zusammenhang zu beachten, dass durch intensive harmonische Anregung des Tragwerkes - beispielsweise durch den Verkehr - ausgeprägte Eigenfrequenzspitzen im Spektrum erzeugt werden können, die nicht fälschlich als Strukturantwort interpretiert werden dürfen. Dies ist aber durch die unterschiedliche Charakteristik und Bandbreite von Strukturantwort und Verkehr durch den Fachmann leicht zu unterscheiden.

Im Allgemeinen führt die ambiente Erregung zu einer Strukturantwort mit geringer Intensität [36]. Theoretisch ist dabei der Rauschanteil im Signal höher als bei Messungen mit erzwungener Erregung. Durch die hochempfindliche Messtechnik sowie entsprechende Auswertalgorithmen sind hier jedoch ausgezeichnete Ergebnisse zu erzielen. Fallweise können die natürlichen Erregerkräfte infolge ihres Frequenzgehaltes, ihrer Anordnung und ihrer Größe die maßgebenden Bauwerkseigenfrequenzen nicht stark genug anregen, sodass eine Analyse des dynamischen Systemverhaltens nicht ohne eine äußere Anregung durchgeführt werden kann [42].

3.8.3.3 Schlussfolgerung

Aus den zuvor angeführten Problemen bzw. Beschränkungen der erzwungenen Erregung bestand ein dringender Bedarf für die Entwicklung neuer Methoden und Technologien. Beim Einsatz der erzwungenen Erregung konnte das Bauwesen von den Entwicklungsarbeiten, die seit den 70er Jahren für die Lösung von Problemen der Maschinen-, Luft- und Raumfahrtindustrie durchgeführt wurden, profitieren. Von der EMPA wurde ab 1984 die erzwungene Erregung für die Untersuchung von Bauwerken angewendet. Seit Mitte der 90er Jahre wird jedoch die ambiente Messmethode bevorzugt eingesetzt [45], [60].

Durch die moderne Mess-, Sensoren-, Analyse und Computertechnik ist es möglich, die sehr geringen ambienten Schwingungen von Tragwerken zu erfassen und für die Zustandsbeurteilung heranzuziehen [90]. Aus den beschriebenen Vor- und Nachteilen der Messmethoden sowie auf Basis der Erfahrung des Autors lässt sich schließen, dass die ambiente Schwingungsanalyse der erzwungenen Erregung in Hinblick auf Leistungsfähigkeit, Wirtschaftlichkeit und praktischen Einsatz im Regelfall überlegen ist [128]. Die erzwungene Erregung ist daher im Vergleich zu ambienten Messmethoden nicht konkurrenzfähig. Zusammenfassend sprechen im Wesentlichen folgende Punkte für die Anwendung ambienter Verfahren:

- Für Bauwerke mit Eigenfrequenzen $f < 1$ Hz wie sie bei Brücken sehr häufig vorkommen ist die erzwungene Erregung ungeeignet, weil übliche auf dem seismischen Prinzip beruhende Schwingungserreger in diesem Frequenzbereich keine ausreichend großen Kräfte erzeugen können. Auch Unwuchterreger mit ihren rotierenden Massen können im tiefen Frequenzbereich keine ausreichend großen Kräfte erzeugen. Derzeit existiert keine praxistaugliche Methode um Tragwerke mit Eigenfrequenzen von weniger als 1,0 Hz anzuregen.
- Bedeutung hat die erzwungene Anregung noch in jenen Bereichen, in denen durch die schwache ambiente Anregung die Eigenschwingungsformen nicht messbar angeregt werden können. Dies ist insbesondere bei Straßenbrücken ohne Verkehr und ohne benachbarte Erschütterungsquellen sowie bei im Regelfall sehr steifen Eisenbahnbrücken der Fall. Aus den Erfahrungen des Autors ist abzuleiten, dass die Identifizierung der modalen Parameter von Eisenbahnbrücken ein besonders komplexes Problem darstellt.
- Mit einer erzwungenen Erregung ist immer ein sehr großer logistischer Aufwand verbunden, da mit einem servohydraulischen Schwingungserreger und den für seinen Betrieb notwendigen Aggregaten immer Ausrüstung mit einem Gewicht von mehreren Tonnen an den Einsatzort und wieder zurück bewegt werden muss. Die erzwungene Erregung ist daher im Vergleich zur ambienten Erregung vergleichsweise teuer.



Bild 3.18 Messausrüstung bei erzwungener [51] (links) und ambienter Erregung (rechts, System BRIMOS)

- Für eine erzwungene Erregung sollte das zu untersuchende Bauwerk von störenden Erregungseinflüssen weitgehend frei gehalten werden. Das bedeutet zum Beispiel, dass eine Straßenbrücke für den normalen Verkehr gesperrt werden sollte, um einen Messzyklus durchzuführen. Dies ist heute in Anbetracht der Verkehrssituation auf den Straßen praktisch nicht realisierbar. Durch die umfangreiche Messausrüstung wird ein Einsatz auf befahrenen Tragwerken ohne Verkehrseinschränkung oft unmöglich.
- Durch den Einsatz modernster Mess- und Analysetechnik konnte bei der ambienten Analyse eine sehr wirtschaftliche - weil rasche, zuverlässige und unkomplizierte - Analysetechnik entwickelt werden.

Kriterium	Schwingerreger	Impulserregung	Ambiente Erregung
Eigenfrequenzen	+	+	+
Eigenformen	+	+	+
Dämpfungsparameter	-	+	+
Schwingungsintensität während der Nutzung	-	-	+
Untersuchungskosten	-	+/-	+
Anregung im tiefen Frequenzbereich	-	+	+
Anregung im hohen Frequenzbereich	+	+	+/-
Dauerüberwachung	-	-	+
Periodische Untersuchung	+	+	+
Steuerbare Schwingungsintensität	+	+	-

Tabelle 3.2 Vergleich der gebräuchlichsten Anregungsmechanismen, wobei (+) eine gute Eignung und (-) eine schlechte Eignung für die entsprechende Untersuchung bedeutet [42], [123], [128]

3.9 Methoden zur Systemidentifikation

3.9.1 Allgemeine Formulierung

Dynamische Untersuchungen technischer Konstruktionen (sogenannter elastomechanischer Systeme) beginnen im Allgemeinen mit der theoretischen Systemanalyse [115]. Ein Ersatzsystem für das Objekt wird auf Grund der wesentlichen technisch-physikalischen Gegebenheiten (mechanisches Modell) mathematisch formuliert (mathematisches Modell) und die physikalischen Parameter wie Querschnittswerte, Steifigkeiten und Geometrie werden aus Konstruktionszeichnungen ermittelt [5.8].

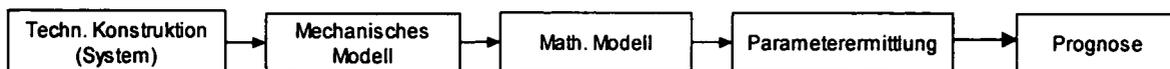


Bild 3.19 Modellierung einer technischen Konstruktion [115]

Die Modellierung beruht auf vereinfachenden Annahmen, die bei komplizierten Konstruktionen zu Unsicherheiten in den Ergebnissen der rechnerischen Analyse führen. Bei projektierten Tragwerken und bestehenden Konstruktionen die durch Umbaumaßnahmen stark verändert wurden (das dynamische Verhalten wurde wesentlich beeinflusst) sind die Unsicherheiten der rechnerischen Systemanalyse besonders groß. Einige physikalische Effekte wie zum Beispiel Nichtlinearitäten und Dämpfungseinflüsse sind unter Umständen rechnerisch nicht erfassbar [115]. Reale Konstruktionen werden bereits im Rahmen der Planung bzw. bei der Nachrechnung durch ein mechanisches Modell ersetzt. Die Simulation sollte dem dynamischen Verhalten des realen Systems in einem vorgegebenen Frequenzbereich entsprechen und die Modellgenauigkeit sollte der jeweiligen Aufgabe angepasst werden.

Die Behandlung elasto-mechanischer Systeme wird unter dem Begriff Strukturproblem umrissen, dies ist durch die sogenannte Ein-/Ausgangsbeziehung [102], [115] gekennzeichnet [149]. Wird beispielsweise eine Brücke durch den Wind belastet, so stellen die auf das System wirkenden Windkräfte die Eingangsgrößen und die resultierenden Schwingungen (bzw. Beanspruchungen) die Ausgangsgrößen dar. Die Beschreibung des Ersatzsystems mit seinen Ein- und Ausgangsgrößen durch die Ein-/Ausgangsbeziehung ist somit lediglich eine theoretische Veranschaulichung (Systembeschreibung) [5.8].

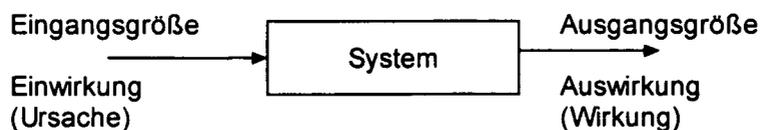


Bild 3.20 Eingangs-/Ausgangsbeziehung [149]

Die Unterteilung des Strukturproblems bezüglich der Aufgabenstellungen kann in das direkte und das inverse Problem erfolgen [102], [115].

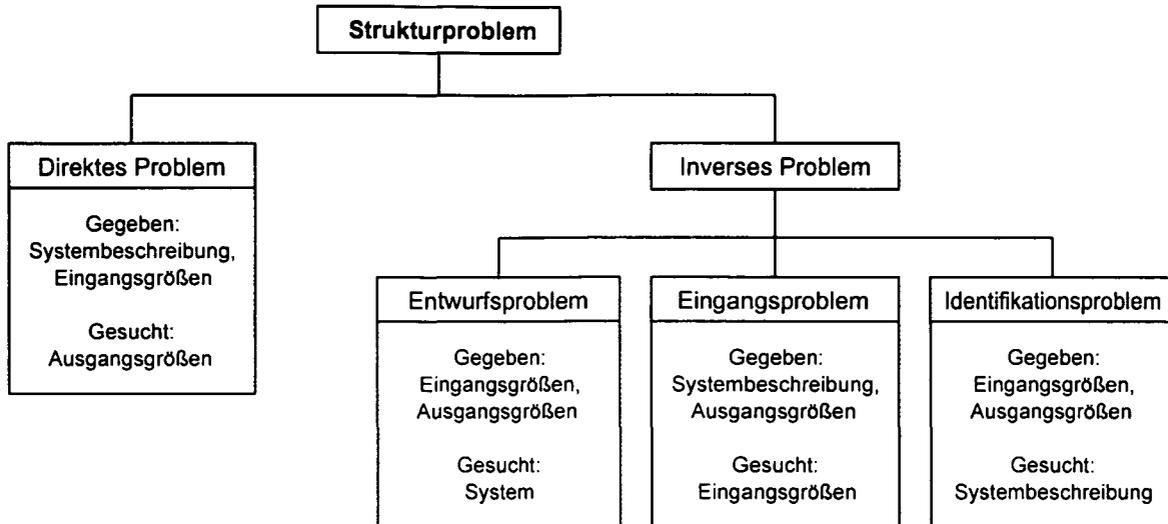


Bild 3.21 Einteilung der Systemidentifikation in der Bautechnik [115]

Unter der Annahme, dass ausschließlich lineare Effekte berücksichtigt werden, kann durch die Charakterisierung von 2 Größen entsprechend Bild 3.20 die fehlende Information abgeleitet werden. Dabei wird zwischen den folgenden Lösungen unterschieden:

- **Direktes Problem:** die Aufgabenstellung des direkten Problems entspricht derjenigen, die üblicherweise in der Konstruktionsphase einer Neuentwicklung ansteht. In der Reihenfolge der Auswertung ist dies der einfachste Ansatz. Dabei wird die Strukturantwort auf Basis bekannter Eingangsgrößen sowie einer vorhandenen Systembeschreibung ermittelt [115].

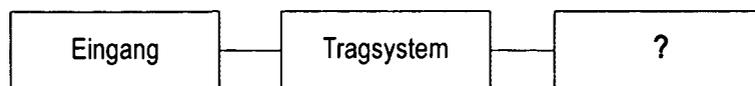


Bild 3.22 Beschreibung des direkten Problems [149]

- **Inverses Problem:** hier soll die Bestimmung der Eingangsdaten auf Basis einer bekannten Systembeschreibung sowie Strukturantwort erfolgen [149]. Das inverse Problem kann dabei in das Entwurfsproblem, das Eingangsproblem sowie das Identifikationsproblem gegliedert werden [102].

Das Entwurfsproblem bearbeiten heißt, ein System für vorgegebene Ein- und Ausgangsgrößen so zu verwirklichen, dass die Ein-/Ausgangsbeziehung erfüllt ist. Das Eingangsproblem basiert auf einer Lösung der Eingangsgrößen bei bekannten Ausgangsgrößen und vorhandener Systembeschreibung [102]. Das Identifikationsproblem lösen bedeutet die Ermittlung der das System beschreibenden Gleichungen aus gemessenen Ein- und Ausgangsgrößen [149]. Damit lässt sich die Aufgabenstellung der Systemidentifikation folgendermaßen formulieren: aus der Beobachtung der Ausgangsgrößen für verschiedene Eingangsgrößen ist ein Modell (Ersatzsystem) zu ermitteln, das hinsichtlich bestimmter – aus der jeweiligen Aufgabenstellung resultierender – Kriterien dem realen System entspricht, wobei die Übereinstimmung von System- und Modellantwort innerhalb bestimmter Fehlergrenzen liegt [102], [115], [149].

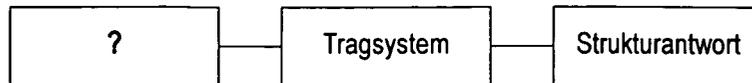


Bild 3.23 Beschreibung des Eingangsproblems [149]

Die Systemidentifikation (Identifikationsproblem) ist in der baulastdynamischen Praxis die häufigste Aufgabenstellung [115]. Dabei soll auf Basis gemessener Eingangsdaten (ambient, erzwungen) sowie der ausgewerteten Strukturantwort (modale Parameter) das Tragsystem identifiziert werden.

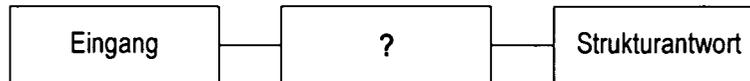


Bild 3.24 Beschreibung des Identifikationsproblems [149]

Die Eingangsdaten können gemessene Größen wie Kraft, Spannung, Beschleunigung, Schwinggeschwindigkeit oder Schwingweg darstellen. Die Systemidentifikation wurde um 1950 für Anwendungen im Bereich des allgemeinen Maschinenbaues entwickelt und erreichte ihren Höhepunkt durch die Entwicklung der Fast-Fourier-Transformations (FFT) Algorithmen von Cooley & Tuckey im Jahr 1965 [23]. Diese Transformation stellt eine Sonderform der diskreten Fouriertransformation (DFT) dar. Durch die entwickelten Theorien sowie relativ leistungsfähiger Fourier-Analysatoren war es möglich eine Systemidentifikation wirtschaftlich und einfach durchzuführen. Leistungsfähige Computer sowie die moderne Messtechnik eröffneten dynamischen Methoden in Folge ein sehr breites Anwendungsspektrum. Das Bauwesen konnte in Folge auf Entwicklungen des Maschinenbaues zurückgreifen.

Die mathematische Beschreibung des dynamischen Verhaltens von Systemen (mathematisches Modell) wird durch Funktionen zwischen den Ein- und Ausgangsgrößen des Systems dargestellt [102]. Zwischen dem Rechenmodell der Systemanalyse und dem Versuchsmodell der Systemidentifikation bestehen Wechselbeziehungen. Innerhalb der Systemanalyse wird das vorliegende (reale) System auf theoretischem Weg ausgehend von Konstruktionsplänen untersucht [115].

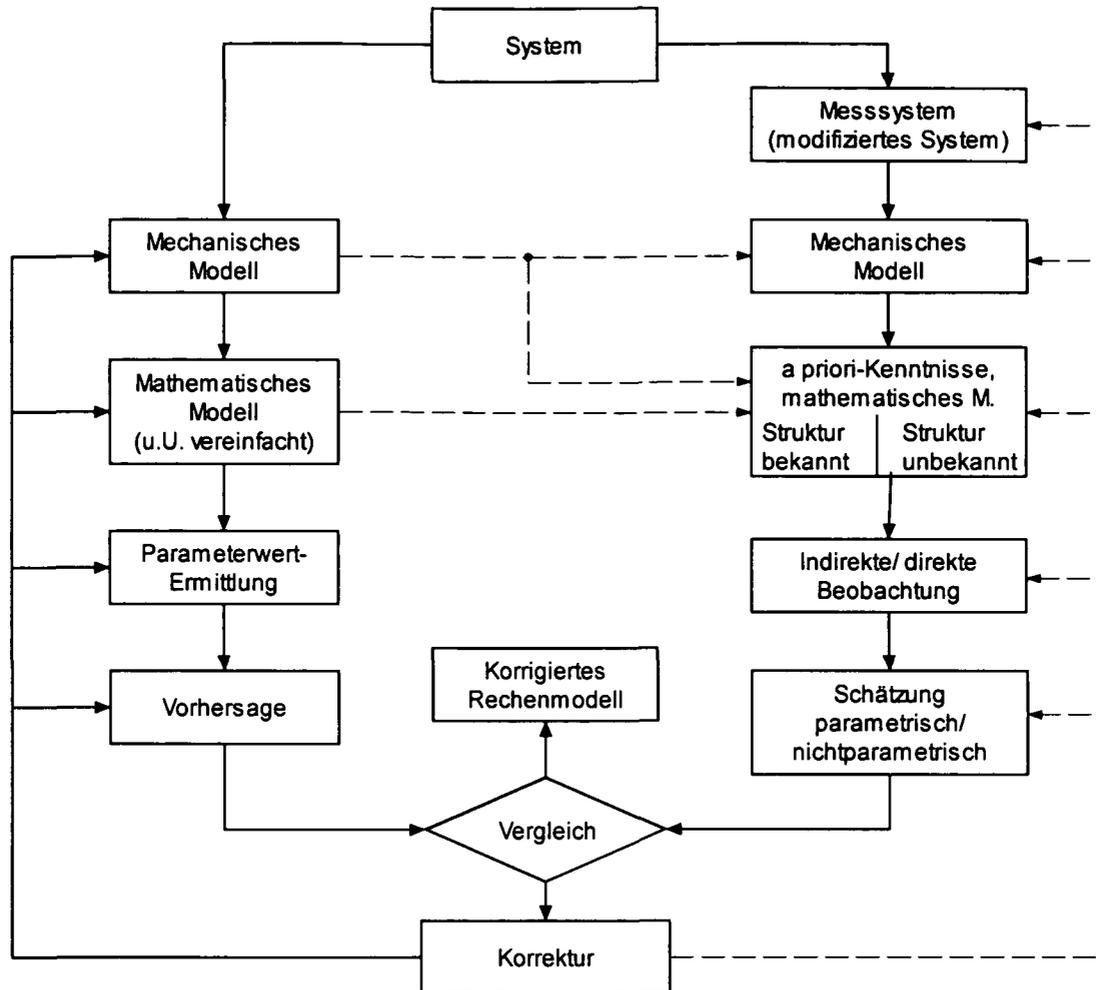


Bild 3.25 Prinzipielles Vorgehen bei der Systemanalyse und Systemidentifikation [115]

Das mechanische Modell besteht aus dem physikalisch idealisierten System durch Weglassen von unwesentlichen Informationen in Bezug auf die Aufgabenstellung (erste vereinfachte Annahmen, jedoch schon erste Unsicherheiten) [115]. Die analytische Beschreibung des mechanischen Modells – um die mathematische Formulierung durchführen zu können – liefert die Modellgleichungen, das sogenannte mathematische Modell dessen Parameterwerte (Steifigkeiten, Querschnitte, Geometrie) aus den Konstruktionszeichnungen gewonnen werden [134]. Damit können für vorgegebene Eingangsgrößen die Ausgangsgrößen vorhergesagt (simuliert) werden. Dies wird als Rechenmodell bezeichnet, welches die Klasse der Eingangsgrößen sowie die geforderte Modellgenauigkeit berücksichtigt.

Die Identifikation geht von dem durch die Mess- und Erregereinrichtung abgeänderten System (Messsystem) aus [115]. Die Einflüsse der Mess- und Erregereinflüsse auf das dynamische Verhalten des Objektes müssen gegebenenfalls berücksichtigt werden. Der Vergleich von Versuchsmodell und Rechenmodell geht von der Definition eines Fehlers aus, der aus einer bezüglich der Aufgabenstellung geeigneten, identifizierten Größe des Prozesses (System im Versuch, im Betrieb) und der entsprechenden Größe des Rechenmodells gebildet wird [102], [134].

Fällt der Vergleich anhand vorgegebener Fehlerschranken nicht zufriedenstellend aus, so muss über eine geeignet gewählte Zielfunktion eine Anpassung oder Korrektur durchgeführt werden. Die Anpassung führt im Allgemeinen zu einer Korrektur des Rechenmodells [115]. Stimmen die mathematischen Modelle der Rechnung und des Versuchs überein, so braucht bei einem unbefriedigend ausgehenden Vergleich lediglich eine Parameteranpassung vorgenommen werden. Das Resultat der Korrektur ist dann das verbesserte Rechenmodell. Für die Aufgabenstellungen der Baudynamik wird die Extraktion der modalen Parameter: Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfungswerte aus den Messdaten als Vorgang der Systemidentifikation (SI) bezeichnet [39], [129].

Die experimentelle Modalanalyse umfasst zahlreiche unterschiedliche Teilbereiche, wie beispielsweise die verschiedenen Arten der Messverfahren, die Art der Modalanalyse (linear oder nichtlinear), die modale Korrelation von Messdaten und Simulation sowie die Anpassung von Rechenmodellen an Versuchsergebnisse [115], [134]. Die wichtigste Aufgabe der Systemidentifikation ist die Ableitung der dynamischen Eigenschaften einer Struktur aus den Messdaten. In den 1970er und 1980er Jahren wurde durch den Bedarf an Überwachungstechnologien im Maschinenbau eine Vielzahl von Verfahren und Methoden zur Identifikation dynamischer Parameter entwickelt. Einige dieser Methoden wurden in Folge in Software-Programme übernommen, die es heute im Rahmen von kommerziell erhältlichen Paketen zur Modalanalyse von Messdaten zu erwerben gibt [63], [102], [122], [124]. Meist umfassen diese Programme eine Vielzahl von weiteren Anwendungsmöglichkeiten, wie die automatische Anpassung von Rechenmodellen an die gemessenen Ergebnisse, die Visualisierung von Steifigkeiten eines Tragwerkes sowie die Darstellung der Eigenschwingungsformen etc. Im folgenden Abschnitt soll lediglich eine Übersicht von derzeit vorhandenen Methoden zur Identifikation modaler Parameter gegeben werden, um bei den kommerziell erhältlichen Software Paketen (meist Black-Box Programme) zumindest eine grundlegende Unterscheidung der Verfahren und der Anwendungsbereiche zu ermöglichen. Für die genaue mathematische Darstellung der unterschiedlichen Verfahren wird auf [102] und [149] verwiesen.

Während der letzten 30 Jahre haben zahlreiche Forschungsinstitute versucht, praxistaugliche Methoden zu entwickeln die eine Identifizierung der modalen Parameter und damit der dynamischen Eigenschaften einer Struktur aus den Messdaten zuverlässig ermöglicht. Durch die Entwicklung und Anwendung der Fast-Fourier-Transformation, leistungsfähiger Frequenzanalytoren, Computer, Messinstrumente und Sensoren wurde es möglich große Datenmengen aufzuzeichnen und diese mit vertretbarem Aufwand zu analysieren. Der sich aktuell abzeichnende Trend bei der weiteren Entwicklung der Modalanalyse geht von einer Entkopplung der Datenanalyse von Benutzereingriffen in Richtung automatisierter Systeme die eine vollständige Auswertung der Messdaten (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfungswerte) durchführen. Durch die Vielzahl von existierenden Verfahren und Veröffentlichungen über die experimentelle Modalanalyse sowie der zugehörigen Identifikationsmethoden, ist bereits die Zusammenfassung und Gliederung der einzelnen Methoden ein beträchtlicher Aufwand.

Eine Einteilung der vorhandenen Identifikationsalgorithmen kann auf Basis der folgenden Hauptgruppen durchgeführt werden, wobei als Kriterium die Art des Ausgangssignals vor der Extraktion der modalen Parameter gilt (Rohsignal oder bereits in den Frequenzbereich transformiertes Signal) [102], [149]:

- Methoden im Frequenzbereich
- Methoden im Zeitbereich
- Sonderfall: Einschwingversuche (Tuned-Sinusoidal Methods)

Die ersten Methoden basierten auf Analyse des in den Frequenzbereich transformierten Signals (Spektrum), jedoch zeigten sich Probleme bei der begrenzten Frequenzauflösung, der Unterscheidung engstehender Eigenformen und bei der Bestimmung modaler Dämpfungswerte [102]. Diese Unzulänglichkeiten führten in Folge zur Untersuchung von Methoden im Zeitbereich als vielversprechende Alternative. Eine grobe Unterteilung der beiden Hauptgruppen der Systemidentifikation hinsichtlich deren Anwendungsbereich kann auf Basis des maßgebenden Frequenzbandes sowie der Anzahl von Eigenformen durchgeführt werden [149]. Methoden im Zeitbereich liefern vorwiegend die besten Ergebnisse, wenn ein sehr großer Frequenzbereich betrachtet wird und eine Vielzahl von Eigenformen berücksichtigt werden. Hingegen zeigen Methoden im Frequenzbereich bei begrenztem Frequenzband und nur wenigen Eigenformen die beste Anwendbarkeit [149]. Eine weitere detailliertere Unterscheidung der Hauptgruppen der Systemidentifikation kann folgendermaßen durchgeführt werden [102]:

- Anwendungsbereich (Methode im Zeitbereich oder im Frequenzbereich)
- Art der Formulierung (direkt, indirekt)
- Anzahl der Freiheitsgrade (SDOF, MDOF)
- Anzahl der Eingangs- und Ausgangsgrößen (SISO, SIMO, MISO, MIMO)

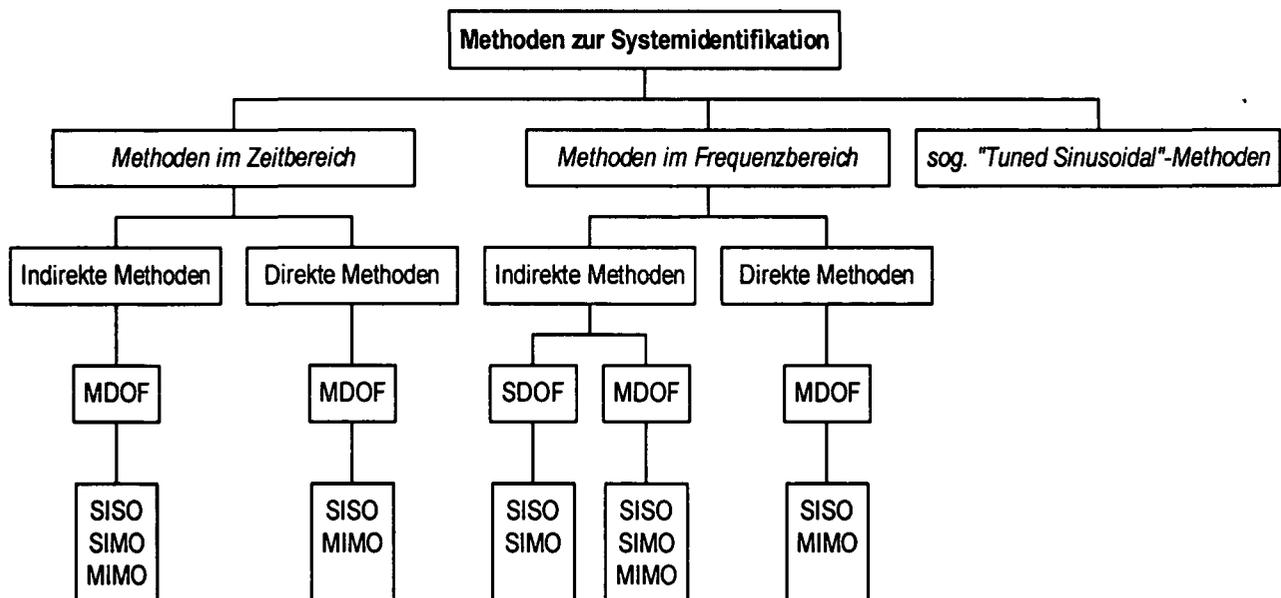


Bild 3.26 Einteilung der Systemidentifikation [102]

Die Hauptgruppen der Systemidentifikation können in direkte oder indirekte (= modale) Methoden unterschieden werden. Bei indirekten Methoden basiert die Identifikation der Übertragungsfunktionen (FRF = frequency response function) auf einem modalen Modell, das bedeutet auf den modalen Parametern Eigenfrequenz, Eigenschwingungsform und Dämpfungskoeffizient. Eine direkte Formulierung bezieht sich hingegen auf eine Identifikation des mathematischen Modells, das heißt im Wesentlichen auf die Analyse der dynamischen Gleichgewichtsbedingungen [102], [149].

Eine weitere Unterscheidung kann auf Basis bei der Auswertung identifizierten Anzahl von Freiheitsgraden durchgeführt werden [149]. Dabei können Einfreiheitsgrad- (SDOF) und Mehrfreiheitsgradsysteme (MDOF) unterschieden werden. Methoden im Zeitbereich konzentrieren sich ausschließlich auf MDOF-Systeme, während bei indirekten (modalen) Methoden im Frequenzbereich SDOF- und MDOF Systeme untersucht werden können [102]. In diesem Zusammenhang ist anzuführen, dass es sich bei direkten Methoden immer um MDOF Analysen handelt.

Werden dynamische Messungen an einem Bauwerk vorgenommen, so sind durch die aufgezeichneten Messdaten immer eine Vielzahl von Übertragungsfunktionen (FRF = frequency response function) vorhanden, da entlang eines Tragwerkes mehrere Messpunkte eingesetzt werden [102], [149]. Diese Übertragungsfunktionen werden aus der Anregung einer Struktur an einem oder mehreren Punkten sowie der Messung der Antwort an einem oder mehreren, über das Bauwerk verteilten, Punkten erhalten. Die einfachste Form der modalen Analyse kann immer nur eine einzige Übertragungsfunktion für einen Zeitpunkt berücksichtigen. Solche Versuche werden als SISO-Methoden bezeichnet (SISO = single input – single output) [102].

Ist eine Analyse mehrerer Übertragungsfunktionen (mehrere Sensoren) zum gleichen Zeitpunkt möglich, so kann die Anregung des Bauwerkes an einer Stelle und Messung der Strukturantwort an mehreren Sensorpositionen durchgeführt werden. Diese Methode wird als globale oder als SIMO-Methode bezeichnet (SIMO = single input – multi output) [102]. SIMO Verfahren basieren auf der Voraussetzung, dass die Eigenfrequenzen und Dämpfungswerte für alle Übertragungsfunktionen theoretisch konstant sind, da diese globale Eigenschaften des Tragwerkes darstellen [102], [149]. Daher kann durch Anwendung mehrerer Übertragungsfunktionen eine konsistente Lösung für die Extraktion der modalen Parameter aus den Messdaten gefunden werden.

Dieses Verfahren hat den entscheidenden Vorteil, dass kleine Variationen die bei der seriellen Analyse von Übertragungsfunktionen (SISO) zwangsläufig durch unterschiedliche Lastzustände etc. auftreten, eliminiert werden. Redundante Information kann weiters zur Optimierung der Ergebnisse eingesetzt werden [102], [149]. In Folge werden, abgesehen von der schnelleren Datenaufnahme und Auswertung, auch Ergebnisse höherer Qualität erzielt.

Die Sondergruppe der Einschwingversuche (tuned-sinusoidal methods) isoliert bereits bei der messtechnischen Untersuchung einzelne Schwingungsformen des Bauwerkes durch gezielte Anregung. Dazu wird ein oder mehrere Schwingerreger am Bauwerk eingesetzt und durch entsprechende Steuerung der Anregung ein Resonanzzustand eingestellt [102]. Dazu ist es jedoch erforderlich, dass bereits im Vorfeld dieser Untersuchungen die dynamische Antwort des Tragwerkes im Frequenzbereich weitgehend bekannt ist. Diese Versuche stellen historisch die älteste Untersuchungsmethode dar und werden noch heute besonders im Bereich der Luftfahrtindustrie eingesetzt. Befindet sich die untersuchte Struktur im eingeschwingenen Zustand (Resonanz) können die modalen Parameter einfach abgeleitet werden. Die jeweils vorhandene Eigenfrequenz entspricht der Anregungsfrequenz, die zugehörige Bewegung der Struktur entspricht der Schwingungsform [102], [149]. Durch Ausschwingversuche, nach Unterbrechung der Anregung, kann auch die Dämpfung für jede Schwingungsform bestimmt werden. Auf Grund der Bedeutung der ambienten Anregung sowie der Ableitung der modalen Parameter in dieser Arbeit, werden im folgenden Abschnitt die entwickelten Verfahren zur Analyse dargestellt.

3.9.2 Mathematische Grundlagen der ambienten Systemidentifikation

Die Strukturantwort auf Grund ambienter Anregung kann durch Methoden der Systemidentifikation abgeleitet werden, die ausschließlich die gemessenen Ausgangsdaten (Messwerte) zur Analyse heranziehen. Einige Aspekte sind für die ambiente Anregung charakteristisch:

- Die Eingangsgrößen können durch die Überlagerung der unterschiedlichen Anregungsmechanismen nicht im Voraus mathematisch formuliert werden. Die Voraussetzung des weißen Rauschens als Anregung entsprechend Kapitel 3.8.2 ist auf Basis der beschriebenen Faktoren zulässig.
- Die ambiente Anregung führt im Regelfall zu einer Strukturantwort geringer Intensität, wobei das Signal-Rauschverhältnis kleiner ist als bei der erzwungenen Anregung. Als Rauschen wird ein breitbandiges Signal mit zufälligem Amplitudenverlauf bezeichnet, wobei das Signal-Rauschverhältnis das Verhältnis zwischen dem Signal und dem störenden Hintergrundrauschen angibt.
- Bei ambienten Verfahren ist zu beachten, dass durch die schwache Intensität der Anregung bei kleinen oder sehr steifen Tragwerken fallweise einige Eigenfrequenzen nicht messbar angeregt werden können. Demgegenüber ist bei einem ausgeprägten Frequenzgang der Anregung deren Charakteristik ebenfalls zu beachten, um Anregungsfrequenzen nicht als Strukturantwort zu interpretieren.

Da die bekannten Identifikationsverfahren zur Ableitung modaler Parameter auf Basis von gemessener Anregung und Systemantwort nicht auf ambiente Messdaten übertragen werden konnten, war die Entwicklung neuer Methoden erforderlich. Die Systemidentifikation kann dabei im Frequenzbereich oder im Zeitbereich erfolgen.

Die klassische, weit verbreitete und einfache Spektralmethode (Peak-Picking), als Verfahren im Frequenzbereich, wird im Rahmen dieser Arbeit angewendet, wobei für die Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen sehr gute Ergebnisse abgeleitet werden können. In diesem Abschnitt werden die entwickelten und gebräuchlichsten Verfahren zur Systemidentifikation bei ambienten Messdaten behandelt, wobei der neueste Stand der Technik der Ausarbeitung zugrunde gelegt wurde. Einige der gezeigten Methoden haben von früheren Entwicklungen der erzwungenen Anregung im Maschinenbau, sowie der Luft- und Raumfahrtindustrie profitiert.

Durch die hohe Komplexität der entwickelten Verfahren zur Systemidentifikation sind nur sehr wenige Abhandlungen und Veröffentlichungen über die praktische Anwendung der ambienten Analyse im Bauwesen bekannt. Die entwickelten Verfahren zur Systemidentifikation im Frequenzbereich können wie folgt gegliedert werden:

- Spektralverfahren (Peak-Picking - PP)
- Zerlegung im Frequenzbereich (Frequency Domain Decomposition – FDD)

Methoden im Zeitbereich sind im Allgemeinen den neueren Entwicklungen der Systemidentifikation zuzuordnen, wobei die maßgebenden Techniken folgende Verfahren umfassen:

- Random Decrement Technik – RDT
- Rekursive Techniken
- Verfahren der maximalen Wahrscheinlichkeit (Maximum Likelihood Method – MLM)
- Zustandsraumdarstellung (Stochastic Subspace Identification – SSI)

3.9.2.1 Methoden im Frequenzbereich

Die Spektralmethode (Peak-Picking - PP)

Bei dieser klassischen Auswertung der ambienten Messdaten wird vorausgesetzt, dass im betrachteten Frequenzbereich die Anregung durch ein weißes Rauschen beschrieben werden kann.

Eine Übertragungsfunktion $H_{ij}(i\nu)$ stellt eine Funktion zwischen zwei Orten i und j dar, wobei der Index i den Ort der Übertragungsfunktion und j den Ort der Anregung angibt. $H_{ij}(i\nu)$ ist das Verhältnis zwischen dem Fourierspektrum der Strukturantwort $X_i(i\nu)$ am Ort i und dem Fourierspektrum der Anregung $F_j(i\nu)$ am Ort j [45]:

$$H_{ij}(i\nu) = \frac{X_i(i\nu)}{F_j(i\nu)} \quad (171)$$

Für die Bestimmung einer Übertragungsfunktion ist das gemessene Zeitsignal der Strukturantwort $x_i(t)$ und der Anregung $f_j(t)$ einer Fourier-Transformation unterziehen. Eine andere Möglichkeit zur Bestimmung der Übertragungsfunktion $H_{ij}(i\nu)$ basiert auf der stochastischen Eingangs-Ausgangsbeziehung. Dabei werden die Kreuzleistungsspektren zwischen der Anregung und der Strukturantwort $S_{ij}(i\nu)$ und die Leistungsspektren (Power Spectral Density – PSD) der Anregung $S_{jj}(i\nu)$ oder der Strukturantwort $S_{ii}(i\nu)$ bestimmt [45]:

$$|H_{ij}(i\nu)|^2 = \frac{S_{ii}(i\nu)}{S_{jj}(i\nu)} \quad (172)$$

$$H_{ij}(i\nu) = \frac{S_{ij}(i\nu)}{S_{jj}(i\nu)} \quad (173)$$

Das Leistungsspektrum ergibt sich aus $S_{ii}(i\nu) = X_i(i\nu) \cdot X_i^*(i\nu)$, wobei $X_i^*(i\nu)$ der konjugiert komplexen Form von $X_i(i\nu)$, der Fourier-Transformation des Beschleunigungssignals, entspricht.

Das Kreuzleistungsspektrum wird aus $S_{ij}(i\nu) = X_i^*(i\nu) \cdot X_j(i\nu)$ bestimmt. Da die Strukturantwort immer mit einer bestimmten Abtastfrequenz f_s bestimmt wird, können die Gleichungen (171), (172) und (173) analog als Funktion diskreter Frequenzen ν_k angegeben werden:

$$\hat{H}_{ij}(i\nu_k) = \frac{\hat{X}_i(i\nu_k)}{\hat{F}_j(i\nu_k)} \quad (174)$$

$$|H_{ij}(i\nu_k)|^2 = \frac{S_{ii}(i\nu_k)}{S_{jj}(i\nu_k)} \quad (175)$$

$$\hat{H}_{ij}(i\nu_k) = \frac{\hat{S}_{ij}(i\nu_k)}{\hat{S}_{jj}(i\nu_k)} \quad (176)$$

Für die Systemidentifikation ambienter Messdaten auf Basis der gezeigten Zusammenhänge ist die Voraussetzung eines konstanten Leistungsspektrums $S_{ij}(i\nu) = S_0$ Voraussetzung. Ein Leistungsspektrum sowie die zugehörige Autokorrelationsfunktion eines Zufallsprozesses wird in Bild 3.27 gezeigt.

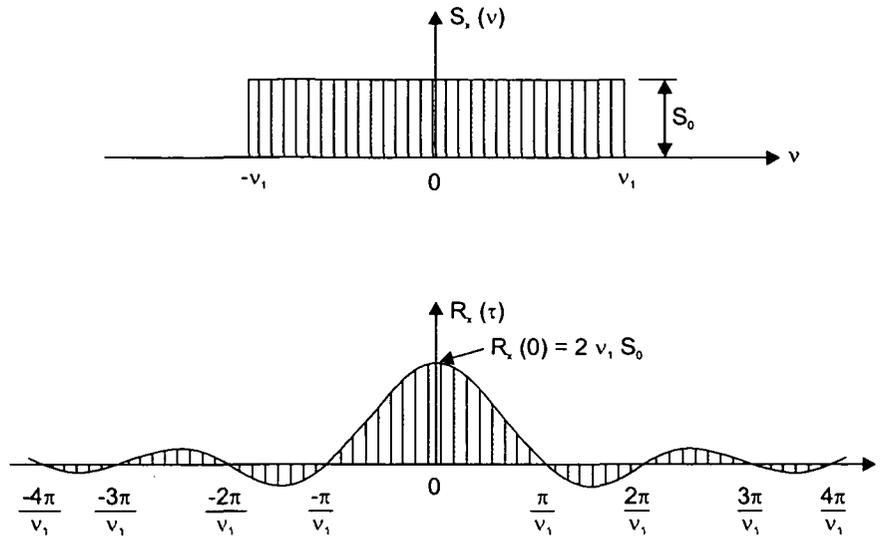


Bild 3.27 Leistungsspektrum und Autokorrelationsfunktion eines Zufallsprozesses

Ist das Leistungsspektrum S_0 des Zufallsprozesses konstant, erstreckt sich über den gesamten Frequenzbereich ($\pm \nu_1 \longrightarrow \pm \infty$) und geht die Varianz ebenfalls gegen unendlich ($\sigma_x^2 \longrightarrow \infty$), so wird diese Funktion als weißes Rauschen bezeichnet [21]. Für die Autokorrelationsfunktion gilt $R_x(\tau) \longrightarrow 2\pi S_0 \cdot \delta(\tau)$, wobei $\delta(\tau)$ der Dirac'schen Deltafunktion entspricht. Der Zeitverlauf der Funktion $x(t)$ ist dabei unabhängig von $x(t + \tau)$ für alle Werte von $\tau \neq 0$. Für diese Voraussetzung kann Gleichung (175) wie folgt angeschrieben werden:

$$|H_{ij}(i\nu_k)|^2 = \frac{S_{ii}(i\nu_k)}{S_0} \quad (177)$$

Der Zeitverlauf der Strukturantwort $x_i(t)$ im Punkt i kann durch eine modale Entwicklung nach den Eigenschwingungsformen ausgedrückt werden:

$$x_i(t) = \psi_{i1}y_1(t) + \psi_{i2}y_2(t) + \dots + \psi_{iN}y_N(t) \quad (178)$$

Die Anwendung einer Fourier-Transformation auf Gleichung (178) führt zur Darstellung im Frequenzbereich:

$$X_i(i\nu_k) = \psi_{i1}Y_1(i\nu_k) + \psi_{i2}Y_2(i\nu_k) + \dots + \psi_{iN}Y_N(i\nu_k) \quad (179)$$

Gemäß Gleichung (63) können die Fourier-Transformierten $Y_i(i\nu_k)$ der modalen Koordinaten $y_i(t)$ aus der Einheitsimpulsantwort $H_i(i\nu_k)$ und der Fourier-Transformation der Belastung $P_i(i\nu_k)$ ermittelt werden:

$$Y_i(i\nu_k) = \frac{P_i(i\nu_k)}{-\nu_k^2 M_i + i\nu_k C_i + K_i} = H_i(i\nu_k) \cdot P_i(i\nu_k) \quad (180)$$

Das Einsetzen von Gleichung (180) in (179) führt zu:

$$X_i(i\nu_k) = \psi_{i1} H_1(i\nu_k) \cdot P_1(i\nu_k) + \psi_{i2} H_2(i\nu_k) \cdot P_2(i\nu_k) + \dots + \psi_{iN_m} H_{N_m}(i\nu_k) \cdot P_{N_m}(i\nu_k) \quad (181)$$

Bei der Strukturantwort im Resonanzzustand ω_r dominiert die zugehörige Eigenschwingungsform ψ_r und die Anteile der übrigen Eigenschwingungsformen können vernachlässigt werden:

$$X_i(i\omega_r) \approx \psi_{ir} H_r(i\omega_r) \cdot P_r(i\omega_r) \quad (182)$$

Wird die Antwort zeitgleich in einem weiteren Punkt j gemessen, so kann das Verhältnis der Fourier-Transformationen der Strukturantwort an beiden Stellen durch

$$\frac{X_j(i\omega_r)}{X_i(i\omega_r)} = \frac{\psi_{jr} \cdot H_r(i\omega_r) \cdot P_r(i\omega_r)}{\psi_{ir} \cdot H_r(i\omega_r) \cdot P_r(i\omega_r)} = \frac{\psi_{jr}}{\psi_{ir}} \quad (183)$$

ausgedrückt werden. Der zu ω_i gehörenden Eigenvektor sind damit als Verhältniswert darstellbar. Wird bei einer Eigenschwingungsform der Ordnung i ein Referenzpunkt (Verschiebung einer Punktmasse) gewählt, so können die Verschiebungsvektoren zur Darstellung der Eigenschwingungsform als Relativwert zu diesem Referenzpunkt aufgetragen werden.

Für die Anwendung der Spektralmethode nach Gleichung (182) wird vorausgesetzt, dass die Eigenfrequenzen deutlich voneinander getrennt und die zugehörigen Dämpfungskoeffizienten klein sind. Weiters werden proportionale Dämpfung und reale Eigenschwingungsformen angenommen.

In Analogie zur Gleichung (176) kann die Übertragungsfunktion \hat{H}_{ij} aus dem Kreuzleistungsspektrum $\hat{S}_{ji}(i\omega_r)$ und dem Leistungsspektrum $\hat{S}_{ii}(i\omega_r)$ an zwei Orten i und j wie folgt angeschrieben werden:

$$\hat{H}_{ij}(i\omega_r) = \frac{\hat{S}_{ji}(i\omega_r)}{\hat{S}_{ii}(i\omega_r)} \quad (184)$$

Einsetzen von Gleichung (183) liefert:

$$\hat{H}_{ij}(i\omega_r) = \frac{\hat{\psi}_{jr} \cdot \hat{\psi}_{ir} \cdot |\hat{H}_r(i\omega_r)|^2 \cdot \hat{S}_{ii}(i\omega_r)}{\hat{\psi}_{ir} \cdot \hat{\psi}_{ir} \cdot |\hat{H}_r(i\omega_r)|^2 \cdot \hat{S}_{ii}(i\omega_r)} = \frac{\hat{\psi}_{jr}}{\hat{\psi}_{ir}} \quad (185)$$

Zusätzlich zu der Übertragungsfunktion kann eine Kohärenzfunktion ermittelt werden, die bei einer bestimmten Frequenz ω_r folgend definiert werden kann [45]:

$$\hat{\gamma}_{ji}^2(i\omega_r) = \frac{|\hat{S}_{ji}(i\omega_r)|^2}{\hat{S}_{jj}(i\omega_r) \cdot \hat{S}_{ii}(i\omega_r)} \quad (186)$$

Diese Kohärenzfunktion ist ein Maß für die statistische Korrelation zwischen den gemessenen Strukturantworten. An der Stelle einer Eigenfrequenz weist der Wert der Kohärenzfunktion ein Minimum auf.

Die Ermittlung von Dämpfungskoeffizienten ist bei der Spektralmethode nur durch die Anwendung des Bandbreitenansatzes nach Kapitel 3.5.2.2 möglich. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die praktische Anwendung dieses Berechnungsverfahrens für die Bestimmung der modalen Dämpfungskoeffizienten von Brücken oder Hochhäusern große Schwankungsbreiten zeigen. Die ermittelten modalen Dämpfungen sind daher nach Möglichkeit durch Anwendung einer ausgereifteren Identifikationsmethode auf Plausibilität zu prüfen. Die Anwendung des Bandbreitenansatzes im Rahmen dieser Arbeit zeigt durch die ausgeprägten und deutlich separierten Eigenfrequenzen von Schrägseilen, sowie die im Regelfall sehr kleinen Dämpfungskoeffizienten beschränkte Tauglichkeit.

Da zur Analyse der Messdaten von Ingenieurbauwerken ein sehr großer Rechen- und Auswerteaufwand erforderlich ist, um für jeden Messpunkt eine Übertragungsfunktion zur Bestimmung von Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen abzuleiten, ist die Erstellung einer einzigen Funktion die alle relevanten modalen Informationen enthält, zielführend. Eine solche Funktion wurde durch Felber [45] implementiert und als gemitteltes, normalisiertes Leistungsspektrum (Averaged Normalized Power Spectral Density – ANPSD) bezeichnet. Dieses wird aus einer Gruppe von l normalisierten Leistungsspektren (Normalized Spectral Densities NPSD) durch Mittelwertbildung erstellt:

$$ANPSD(\nu_k) = \frac{1}{l} \sum_{m=1}^l NPSD_m(\nu_k) \quad (187)$$

Die normalisierten Leistungsspektren (NPSD) werden aus den Leistungsspektren $S_{ii}(i\nu)$ (= Power Spectral Densities - PSD) berechnet,

$$NPSD_m(\nu_k) = \frac{PSD_m(\nu_k)}{\sum_{k=1}^n PSD_m(\nu_k)} \quad (188)$$

wobei n die Anzahl der Leistungsspektren darstellt. Zur Interpretation der Strukturantwort werden die Eigenfrequenzen durch Ablesen, sowie Richtwerte für die Dämpfungskoeffizienten durch den Bandbreitenansatz aus Gleichung (107) bestimmt.

Zerlegung im Frequenzbereich – (Frequency Domain Decomposition - FDD)

Durch die Begrenzungen der Anwendbarkeit der Spektralmethode hinsichtlich Bestimmung modaler Dämpfungskoeffizienten insbesondere bei hohem Hintergrundrauschen wurde die Zerlegung im Frequenzbereich (FDD) als interessante Alternative entwickelt. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um eine Verbesserung der Spektralmethode. Neben der Identifikation von dicht nebeneinanderliegenden Eigenfrequenzen können auch deren Dämpfungskoeffizienten zuverlässig bestimmt werden. Durch die Anwendung einer Singulärwertzerlegung (SVD – Singular Value Decomposition) kann das Hintergrundrauschen durch eine Kreuzleistungsmatrix der gemessenen Signale $\hat{S}(v_k)$ reduziert werden. Die gezeigte Formulierung geht auf die Entwicklung in [15] zurück.

Die Singulärwertzerlegung geht im Allgemeinen von einer (m, n) – Matrix A aus. Dazu gibt es eine orthogonale (m,m) - Matrix U , eine orthogonale (n, n) - Matrix V und eine (m, n) -Diagonalmatrix Σ mit $A = U\Sigma V^T$, wobei die Diagonalelemente von Σ nicht negativ und der Größe nach geordnet sind. Diese Zerlegung heißt Singulärwertzerlegung von A .

$$\hat{S}(v_k) = U_k \cdot A(v_k) \cdot U_k^H \quad (189)$$

Die Diagonalmatrix $A(v_k)$ enthält die Singulärwerte aus den positiven, realen Eigenwerten der Matrix $\hat{S}(v_k)$. Die Komponenten sind wechselseitig unkorreliert und stehen mit dem Leistungs- und Kreuzleistungsspektrum durch lineare Gleichungen, ausgedrückt durch die Matrix U_k , im Verhältnis. Die Matrix U_k stellt die Einheitsmatrix dar. U_k^H entspricht der komplexen, konjugierten (Hermitian) Matrix, deren Spalten die Singulärwerte enthält.

Bei dem in [15] adaptierten Verfahren zur Systemidentifikation wird aus dem gemessenen Zeitverlauf durch eine Fourier-Transformation ein Frequenzspektrum erstellt. Durch einen Bandfilter wird eine Eigenfrequenz aus dem Spektrum ausgeschnitten und durch eine inverse Fast-Fourier-Transformation in den Zeitbereich übertragen. Aus dem ermittelten Zeitsignal werden in Folge die entsprechenden modalen Parameter bestimmt.

3.9.2.2 Methoden im Zeitbereich

Random Decrement Technik - RDT

Die „Random Decrement“ Methode wurde bei der Raumfahrtbehörde NASA [22] entwickelt, um Schwingungsanalysen unter ambientser Einwirkung durchzuführen. Eine große Streuung der Dämpfungskoeffizienten bei der Anwendung der Bandbreitenmethode, sowie die Unzulänglichkeiten bei der Schadenslokalisierung auf Basis der Spektralanalyse waren Ausgangspunkt für die Entwicklung dieser Zeitbereichsmethode. Die Grundlage des Verfahrens basiert auf der Transformation eines gemessenen zufälligen Zeitsignals in einen freien Ausschwingvorgang der Struktur ohne die Einwirkung von störendem Rauschen.

Die modalen Parameter wie Eigenfrequenz, Eigenschwingungsform und Dämpfungskoeffizient werden aus dem freien Ausschwingen der Struktur ermittelt. Nach [22] setzt sich die Schwingungsantwort einer Struktur zum Zeitpunkt $t_0 + \Delta t$ aus drei Faktoren zusammen:

- Der Strukturantwort durch die Initialverschiebung zum Zeitpunkt t_0 .
- Der Impulsantwort aus der Anfangsgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t_0 .
- Einem zufälligen Anteil der sich aus der äußeren Belastung der Struktur für das Zeitintervall $[t_0, t_0 + \Delta t]$ ergibt.

Die drei Anteile der Schwingungsantwort können wie folgt angeschrieben werden:

$$x(t_0 + \Delta t) = x(t_0 + \Delta t) \Big|_{x(t_0)} + x(t_0 + \Delta t) \Big|_{\dot{x}(t_0)} + x(t_0 + \Delta t) \Big|_{f(t)} \quad (190)$$

Aus der Strukturantwort werden konstante Zeitsegmente ausgeschnitten, für welche die Grenzwertbedingung $x(t) = a$ gilt. Die ermittelten Zeitfenster konstanter Länge weisen in folge die Anfangsamplitude a auf.

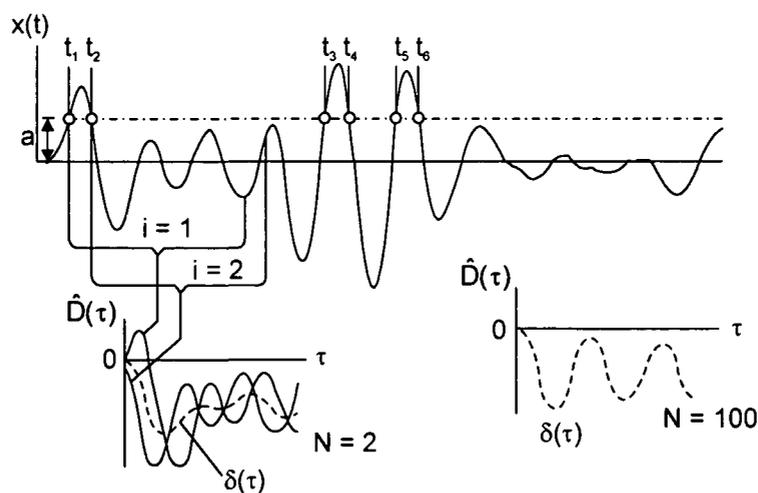


Bild 3.28 Anwendung der RDT auf ein gemessenes Zeitsignal

Durch Mittelung dieser Zeitfenster können folgende Schlussfolgerungen abgeleitet werden:

- Die Anfangsgeschwindigkeit variiert zufällig über die Zeit, durch eine Mittelung wird die zugehörige Strukturantwort eliminiert.
- Die Mittelung der Zeitfenster führt zu einer Eliminierung der zufälligen Strukturantwort unter der äußeren Einwirkung.
- Die resultierende Komponente des gemittelten Zeitsignals wird als Random-Decrement Funktion bezeichnet und entspricht dem Ausschwingen der Struktur in Abhängigkeit von der Anfangsverschiebung $x(t_i) = a$:

$$\hat{D}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x(t_i + \tau)x(t_i) \quad (191)$$

Die Anzahl an der Mittelung beteiligten Zeitfenster wird in diesem Zusammenhang mit N bezeichnet.



Bild 3.29 Ablauf der Random-Decrement Methode

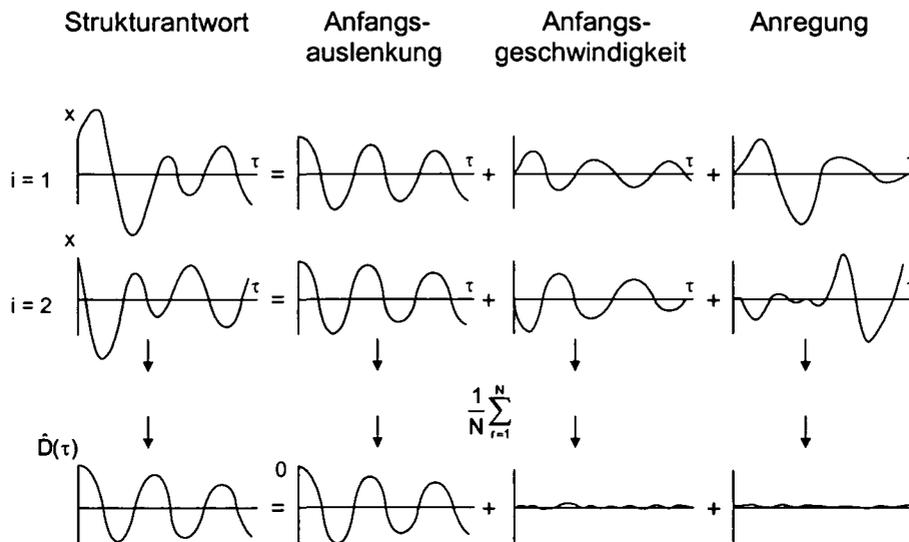


Bild 3.30 Ermittlung des freien Ausschwingvorganges mit der RD-Technik

Obwohl das Konzept der Random-Decrement Methode einfach erscheint, ist die praktische Implementierung deutlich komplizierter. Insbesondere ist die Definition des Grenzwertes a problematisch, ab dem die Zeitfenster t_k die Bedingung $x(t_k) = a$ erfüllen. Die Anzahl und Länge der ausgewählten Zeitfenster haben ebenfalls Auswirkung auf die erzielten Ergebnisse. Daher wird das RD-Verfahren ständig durch neue Ansätze verbessert, wobei maßgebende Entwicklungsschritte in [160] und [14] beschrieben werden. Die neuesten Arbeiten gehen auf [8] zurück, in der eine Kombination der RD-Funktion mit FFT Verfahren gezeigt werden.

Rekursive Techniken

Die Anwendung rekursiver Techniken aus der Analyse von gemessenen Eingangs- und Ausgangsdaten (erzwungene Anregung) ist schon lange bekannt. Für die ambiante Anregung kann durch die Voraussetzung, dass die Funktion der anregenden Kräfte durch ein weißes Rauschen beschrieben wird, das rekursive Verfahren auch zur Auswertung der Messdaten herangezogen werden. Grundlage dieses Verfahrens zur Systemidentifikation ist die Analyse der aktuellen und zukünftigen Schwingungsantwort auf Basis der vorhergegangenen Eingangs- und Ausgangsgrößen (Schwingungsantwort).

Die grundlegenden Arbeiten gehen dabei auf Gersch [67] zurück, der das Verhalten eines linearen Systems unter einer Anregung $f(t)$ und der Strukturantwort $y(t)$ durch eine Differentialgleichung mit konstanten Koeffizienten beschreibt:

$$a_n \frac{d^n y(t)}{dt^n} + a_{n-1} \frac{d^{n-1} y(t)}{dt^{n-1}} + \dots + a_1 \frac{dy(t)}{dt} + a_0 y(t) = b_m \frac{d^m f(t)}{dt^m} + \dots + b_1 \frac{df(t)}{dt} + b_0 f(t) \quad (192)$$

Eine Laplace-Transformation von Gleichung (192) führt bei Annahme homogener Anfangsbedingungen zu,

$$(a_n s^n + \dots + a_1 s + a_0) Y(s) = (b_m s^m + \dots + b_1 s + b_0) F(s) \quad (193)$$

wobei s die Laplace Variable darstellt. Für die Übertragungsfunktion folgt:

$$H(s) = \frac{Y(s)}{F(s)} = \frac{b_m s^m + \dots + b_1 s + b_0}{a_n s^n + \dots + a_1 s + a_0} \quad (194)$$

Die lineare Differentialgleichung analog zur Gleichung (192) kann für diskrete Zeitsignale durch folgende Zeitreihe beschrieben werden:

$$\begin{aligned} \alpha_n y(t-n) + \alpha_{n-1} y(t-n+1) + \dots + \alpha_1 y(t-1) + \alpha_0 y(t) = \\ = \beta_m f(t-m) + \dots + \beta_1 f(t-1) + \beta_0 f(t) \end{aligned} \quad (195)$$

Oder, in einer anderen Schreibweise:

$$\sum_{k=0}^n \alpha_k y(t-k) = \sum_{k=0}^m \beta_k f(t-k) \quad (196)$$

Die Form der Funktion berücksichtigt, dass die Systemantwort $y(t)$ durch ein Hintergrundrauschen überlagert wird und die Anregung $f(t)$ Zufallscharakter aufweist [102]. Wird für die Messung ein Abtastintervall von Δt angenommen, so liefert die Anwendung einer z-Transformation mit $z = \exp(s \cdot \Delta t)$ auf Gleichung (195):

$$(\alpha_n z^{-n} + \alpha_{n-1} z^{-n+1} + \dots + \alpha_1 z^{-1} + \alpha_0) \cdot Y(z) = (\beta_m z^{-m} + \dots + \beta_1 z^{-1} + \beta_0) \cdot F(z) \quad (197)$$

In Analogie zu Gleichung (192) kann die Übertragungsfunktion in Form der z-Variablen mit,

$$H(z) = \frac{Y(z)}{F(z)} = \frac{\sum_{k=0}^m \beta_k z^{-k}}{\sum_{k=0}^n \alpha_k z^{-k}} \quad (198)$$

angeschrieben werden. Die Wurzeln des Polynoms mit gemeinsamen Nenner entsprechen den Eigenfrequenzen und den Dämpfungskoeffizienten. Für ein Mehrfreiheitsgradsystem können diese modalen Parameter durch Lösen des charakteristischen Polynoms gefunden werden:

$$\sum_{k=0}^{2N} \alpha_k u^{2N-k} = 0 \quad (199)$$

Um den Parameter α_k zu bestimmen, wird Gleichung (196) für ein N-Freiheitsgradsystem angeschrieben:

$$\alpha_0 y(t) + \sum_{k=1}^{2N} \alpha_k y(t-k) = \sum_{k=0}^{2N-1} \beta_k f(t-k) \quad (200)$$

Das Einsetzen von $\alpha_0 = 1$ führt zur folgenden Funktion für die Antwort $y(t)$:

$$y(t) = -\sum_{k=1}^{2N} \alpha_k y(t-k) + \sum_{k=0}^{2N-1} \beta_k f(t-k) + e(t) \quad (201)$$

wobei $e(t)$ dem Vorhersagefehler entspricht. Für die Analyse ambienter Messdaten (nur Ausgangsdaten vorhanden) ist die Anregung $f(t-k)$ durch das weiße Rauschen $w(t-k)$ zu ersetzen. Die Ableitung der Koeffizienten α_k und β_k kann durch die Minimierung der Fehlerfunktion durch einen nichtlinearen Optimierungsprozess durchgeführt werden [102].

Obwohl rekursive Verfahren den Stand der Technik repräsentieren und insbesondere für die Schwingungskontrolle Bedeutung aufweisen, sind auch zahlreiche Probleme hinsichtlich der erforderlichen Rechenzeit, der hohen Auslastung von Speicherkapazität sowie dem Erfüllen der Konvergenz bei der Optimierung bekannt. Einige innovative Ansätze [7] zur Verbesserung des Verfahrens, haben auch bisher zu keiner verbreiteten Anwendung im Bauwesen geführt.

Verfahren der maximalen Wahrscheinlichkeit – (Maximum Likelihood Method - MLM)

Dieses Verfahren zur Systemidentifikation wurde durch Ljung [98] eingeführt, wobei eine Anwendung des Verfahrens im Zeitbereich [137] sowie im Frequenzbereich [73] möglich ist. Die Idee der Methode besteht darin, für p zufällige Vektoren $Y = [y_1, y_2, \dots, y_p]$ einen Parametervektor θ zu bestimmen, sodass der Wert L der Wahrscheinlichkeitsfunktion möglichst groß wird. Die Variable y_k entspricht dabei dem Zeitverlauf der Strukturantwort am Ort k .

Jeder Zeitverlauf y_k eines Signals besteht aus einer Folge von m unabhängigen Ereignissen (Wiederholungen):

$$y_k^T = [y_k(1) \ y_k(2) \ \dots \ y_k(m)] \quad (202)$$

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Wiederholung $y_k(j)$ wird bezüglich einem Parametervektor θ durch $f(y_k(j)|\theta)$ beschrieben. Die Wahrscheinlichkeitsfunktion von y_k in Abhängigkeit vom Vektor θ kann folgendermaßen definiert werden,

$$f(y_k|\theta) = L(\theta) = \prod_{j=1}^m f(y_k(j)|\theta) \quad (203)$$

wobei der Parametervektor θ im Zusammenhang mit den Struktureigenschaften steht. Durch Anpassung der Vektorkomponenten von θ ist es möglich die Funktion $L(\theta)$ zu Maximieren.

In diesem Zusammenhang ist anzuführen, dass zur Definition der gemeinsamen Wahrscheinlichkeitsfunktion mit der Zufallsvariable Y die Berechnung von Kovarianz-Matrizen erforderlich ist. Für eine große Anzahl von Messungen wird die Berechnung damit sehr kompliziert und zeitaufwändig. Obwohl einige Verbesserungen der Technologie hinsichtlich der Rechengeschwindigkeit entwickelt wurden, konnten sich die ML-Verfahren zur Analyse der im Regelfall vorhandenen großen Datenmenge nicht durchsetzen.

Eine der letzten Verbesserungen bezieht sich auf die Darstellung der Wahrscheinlichkeitsfunktion in logarithmischer Form, wodurch statt dem Produkt in Gleichung (203) eine Summe angeschrieben wird.

Zustandsraumdarstellung – (Stochastic Subspace Identification – SSI)

Stochastische Zustandsraum - Methoden zur Systemidentifikation stellen derzeit die ausgereiftesten Verfahren zur Analyse ambienter Messdaten dar. Ursprünglich für die Regeltechnik entwickelt, wurden durch die katholische Universität Leuven [118] in Belgien sowie die Universität von Aalborg in Dänemark [6], Anpassungen für die Anwendung im Bauwesen durchgeführt.

Neue Entwicklungen in der Numerik, der Computer- sowie Messtechnik haben die Möglichkeiten der Systemidentifikation in den letzten Jahren erheblich erweitert. Fortschritte auf dem Gebiet der linearen Algebra, wie beispielsweise die Entwicklung der Singulärwert- oder der QR-Zerlegung haben die Arbeit mit Messdaten erheblich verbessert, wodurch die Lösung singulärer oder überbestimmter Gleichungssysteme erst stabil möglich geworden ist.

Durch die Leistungsfähigkeit der SSI für die Ableitung modaler Parameter sind von beiden Universitäten kommerzielle Software Pakete entwickelt worden, wobei das auf Matlab basierende Verfahren „MACEC“ [126] der Universität Leuven, sowie das Programm „ARTEMIS“ [6] der Universität Aalborg (www.svibs.com) bekannt sind. Durch eine grafische Benutzeroberfläche für Matlab ist das Programm MACEC sehr anwenderfreundlich und wird vom Verfasser der Arbeit durch die hohe Leistungsfähigkeit als Standardverfahren angewendet.

Auch für die stochastische Systemidentifikation wird weißes Rauschen als Anregung vorausgesetzt, wobei das Untersuchungsobjekt durch ein sogenanntes stochastisches Zustandsraummodell beschrieben wird. Folglich können die n Differentialgleichungen zweiter Ordnung durch $2n$ Differentialgleichungen erster Ordnung beschrieben werden,

$$x_{k+1} = Ax_k + w_k \quad (204)$$

$$y_k = Cx_k + v_k \quad (205)$$

wobei x_k den Zustandsvektor und A die Zustandsmatrix darstellt, die für lineare, zeitlich unabhängige Systeme als konstant angesehen wird. Die gemessene Prozessgröße (Beobachtungsvektor) wird durch y_k beschrieben und die Ausgangsmatrix (Messmatrix) C verbindet den Beobachtungsvektor mit dem Zustandsvektor. Das Prozessrauschen w_k entspricht der äußeren Anregung des Systems, das Rauschen der Messung wird durch v_k definiert.

Der Zweck der Stochastic Subspace Identifikation ist, die Zustandsraummatrizen A und C auf Basis der Messdaten zu ermitteln. Sind die beiden Matrizen bekannt, so können durch Lösung des Eigenwertproblems die Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und zugehörigen Dämpfungskoeffizienten abgeleitet werden [129].

3.9.2.3 Vergleich der Methoden zur Systemidentifikation auf Basis ambienter Anregung

In Anbetracht der unterschiedlichen Verfahren zur Ableitung modaler Parameter stellt sich die Frage, welche der beschriebenen Identifikationsmethoden zur Ableitung modaler Parameter am Besten geeignet ist. Dazu wird in [5] eine umfangreiche Studie beschrieben, wobei der Analyse ambiente Messdaten einer Autobahnbrücke zugrunde gelegt werden. Das Ergebnis ist, dass die untersuchten Verfahren in Hinblick auf die Ermittlung von Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen sehr gute und vergleichbare Ergebnisse zeigen. Bei der Abschätzung von modalen Dämpfungskoeffizienten ist jedoch eine große Streuung der Resultate festzustellen, wobei durch das rekursive Verfahren sowie die stochastische Systemidentifikation vergleichbare und plausible Ergebnisse abgeleitet werden können. Die mit Hilfe des Spektralverfahrens abgeleiteten Dämpfungskoeffizienten zeigen dabei stark abweichende und nicht repräsentative Werte.

Ein sehr ähnliches Ergebnis wird anhand einer Untersuchung an einem 15-stöckigem Hochhaus [77] erzielt. Im Allgemeinen kann bei dem durchgeführten Vergleich festgestellt werden, dass die Leistungsfähigkeit der untersuchten Methoden in Hinblick auf die Identifikation der Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen als gleichwertig anzusehen ist. Fallweise sind Schwierigkeiten bei der Unterscheidung sehr dicht nebeneinanderliegender Eigenschwingungsformen im Zuge der Anwendung der Spektralmethode aufgetreten.

Die Spektralmethode zur Analyse der Messdaten im Rahmen dieser Arbeit zeigt, dass auch für die sehr nahe beieinander liegenden Eigenfrequenzen eines Schrägseiles (Unterscheidung in Eigenfrequenzen innerhalb und außerhalb der Kabelebene) sehr gute Ergebnisse erzielt werden können. Dabei ist es wichtig, neben einer ausreichend hohen Abtastrate und Messdauer bei der Datenaufnahme eine hohe Frequenzauflösung bei der Erstellung der Frequenzspektren zu achten.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die stochastische Systemidentifikation das leistungsfähigste und ausgereifteste Verfahren zur Ableitung modaler Parameter darstellt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Qualität der erzielten Ergebnisse sehr stark von den Messdaten abhängt und so eine Kombination mehrerer Verfahren, insbesondere für die Ableitung modaler Dämpfungen, zielführend sein kann.

4 Kabel für Schrägseilbrücken

4.1 Allgemeines

Die Anordnung der Kabel stellt ein entscheidendes Entwurfskriterium für Schrägseilbrücken dar, da das Tragverhalten, der Bauvorgang und die Wirtschaftlichkeit wesentlich bestimmt werden [69], [70], [165]. Dies ist vor allem bei großen Spannweiten von ausschlaggebender Bedeutung. Die Spannweiten der Schrägseilbrücken ist seit der Entwicklung dieses Konstruktionstyps ständig gewachsen. Das dynamische Verhalten der großen, in den letzten Jahren geplanten Brücken rückt immer mehr in den Blickpunkt der verantwortlichen Ingenieure. Heute wird kein Tragwerk mehr errichtet, ohne zuvor Windkanal- und dynamische Versuche durchzuführen, bei denen das Verhalten des Gesamtsystems sowie der einzelnen Elemente (Kabel) sehr genau untersucht wird.

Die überwiegende Anzahl von Schrägseilbrücken weist zwei Kabelebenen auf, die üblicherweise am Rand des Versteifungsträgers angeordnet werden. Jedoch wurden in den letzten Jahren vermehrt Brücken mit nur einer Kabelebene in Fahrbahnmitte ausgeführt. Bei dieser Konstruktion ist auf eine ausreichende Torsionssteifigkeit des Versteifungsträgers zu achten [143], [165]. Ein torsionssteifer Hauptträger trägt wesentlich zur Knick-, Biege- und Schwingungsstabilität des Gesamtsystems bei. Weiters zeichnet sich ein solches System durch hohe Sicherheit gegen Ermüdung der Kabel aus. Sehr große Spannweiten oder Brückenbreiten würden zu entsprechend großen Torsionsmomenten führen. Brücken mit zwei Kabelebenen weisen durch das Konstruktionsprinzip sehr hohe Torsionssteifigkeit sowie ein sehr günstiges Schwingungsverhalten auf. Grundsätzlich ist auch eine Lösung mit mehr als zwei Kabelebenen denkbar, hier spielen jedoch ästhetische und wirtschaftlichen Kriterien eine entscheidende Rolle [143], [165].

Eine Schrägseilbrücke besteht aus folgenden Tragelementen: Versteifungsträger, Pylon und Kabel. Man unterscheidet dabei drei Grundsysteme der Kabelführung: das Fächersystem, das Harfensystem und das modifizierte Fächersystem [69]. Beim Fächersystem werden alle Kabel in „einem Punkt“ verankert oder über einen Kabelsattel geführt. Bei einer großen Kabelanzahl kann das jedoch zu Platzproblemen am Pylonkopf führen. Die Biegemomente im Pylon sind folglich eher gering. Die Knickstabilität nimmt in der Bemessung einen besonderen Stellenwert ein. Beim Harfensystem werden die Kabel in etwa gleichen Abständen verankert, der Ausnutzungsgrad der Kabel durch die parallele Führung ist aber schlechter. Weiters sind maßgebende Biegemomente im Pylonquerschnitt zu berücksichtigen. Das modifizierte Fächersystem (siehe dazu Bild 4.1) verbindet die Vorteile des Fächer- sowie des Harfensystems, wobei die Kabel gut ausgenutzt werden und die Abstände der Verankerungen im Pylon ausreichend groß sind [165]. Bei der Führung der Kabel ist zwischen Systemen mit einer, zwei oder mehreren Kabelebenen zu unterscheiden, die nach technischen, wirtschaftlichen und ästhetischen Gesichtspunkten während des Entwurfes gewählt werden. Zusätzlich existieren zahlreiche Sonder- und Mischformen für die Kabelanordnung von Brücken [69], [143].

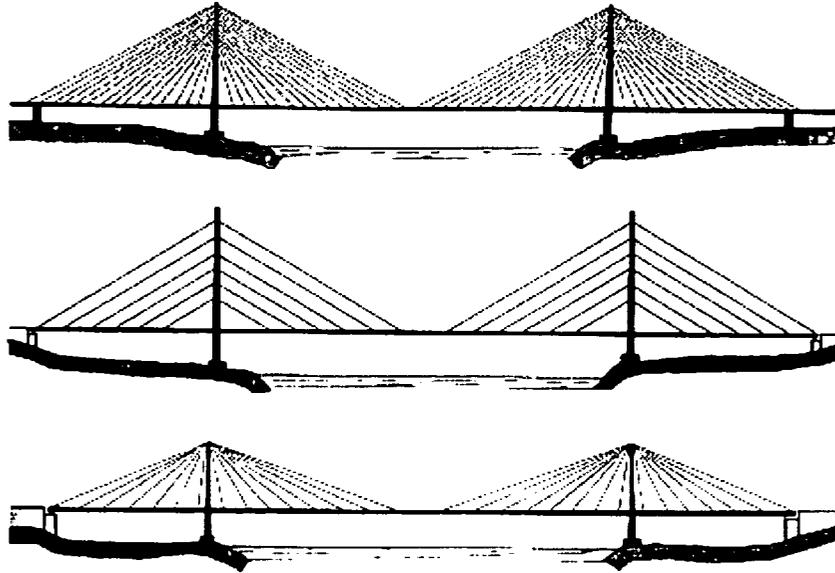


Bild 4.1 Kabel an einer Schrägseilbrücke (v.o.n.u. modifiziertes Fächersystem, Harfe, Fächer)

In der Ansicht einer Schrägseilbrücke ist zwischen symmetrischer und unsymmetrischer Kabelführung zu unterscheiden [143], [165]. Bei der symmetrischen Kabelführung ist die Anordnung der Schrägseile um den Pylon gleich, die asymmetrische Kabelführung zeigt um die Pylonachse keine spiegelgleiche Anordnung. Auch die Ausbildung des Pylons hat Einfluss auf wirtschaftliche und ästhetische Aspekte [165]. Diese sogenannten Randbedingungen können maßgebende Auswirkungen auf die dynamische Charakteristik ausüben.

4.2 Technologie der Kabel und Seile

Schrägseile sind wesentliche Tragelemente der Schrägseilbrücke und sind für die Systemsteifigkeit und Systemdämpfung maßgebend [143], [165]. Heute sind üblicherweise fabrikmäßig vorgefertigte Seile in Verwendung, die mit einem endgültigen oder temporären Korrosionsschutz versehen werden. Geschlagene Seile sowie Paralleldrahtseile bestehen im Regelfall aus Einzeldrähten mit 5-7 mm Durchmesser. Diese Stahldrähte haben einen höheren Kohlenstoffanteil und somit eine höhere Festigkeit als Baustahl [143], [165]. Daraus resultiert eine wesentlich geringere Duktilität, die sich in einer entsprechenden Bruchdehnung äußert. Für Schrägseile sind folgende Typen in Verwendung [139]:

- Kabel aus Stabstahlbündeln
- Paralleldrahtkabel
- Litzenseile
- Vollverschlossene Seile
- Stahlseile
- Zügelgurte
- Neue Kabeltechnologien (CFK-Kabel)

Über die gesamte Lebensdauer eines Tragwerkes soll das Spannglied als homogenes, vorgespanntes Element innerhalb eines Kraftdreiecks aus Versteifungsträger, Pylon und dem Kabel funktionieren [144]. Diese Vorspannkraft, die von Träger und Pylon auf das Spannglied übertragen werden, wirken entlang der Längsachse des Kabels. Zusätzlich sind vertikale und horizontale Einwirkungen zu berücksichtigen, die aus Kabeleigengewicht und Wind verursacht werden. Neben der statischen Tragfähigkeit muss das Kabel vor allem eine hohe dynamische Ermüdungsfestigkeit aufweisen, da die Kabelkräfte große Beanspruchungsschwankungen zwischen Ober- und Unterspannung durch die Verkehrslast erfahren.

Schrägseile, die für moderne Schrägseilbrücken Verwendung finden, können in 3 Zonen geteilt werden. Diese sind der Ankerkörper, die freie Kabellänge und der sogenannte Übertragungsbereich [143], [165]. Der Ankerkörper muss die Einleitung der Kabelkräfte in die Struktur ermöglichen. Die initiale Vorspannung, ein Nachspannen des Kabels, sowie eine Einstellung der Kabellänge innerhalb einiger Millimeter sind wesentliche Kriterien für die Auslegung des Ankerkörpers.

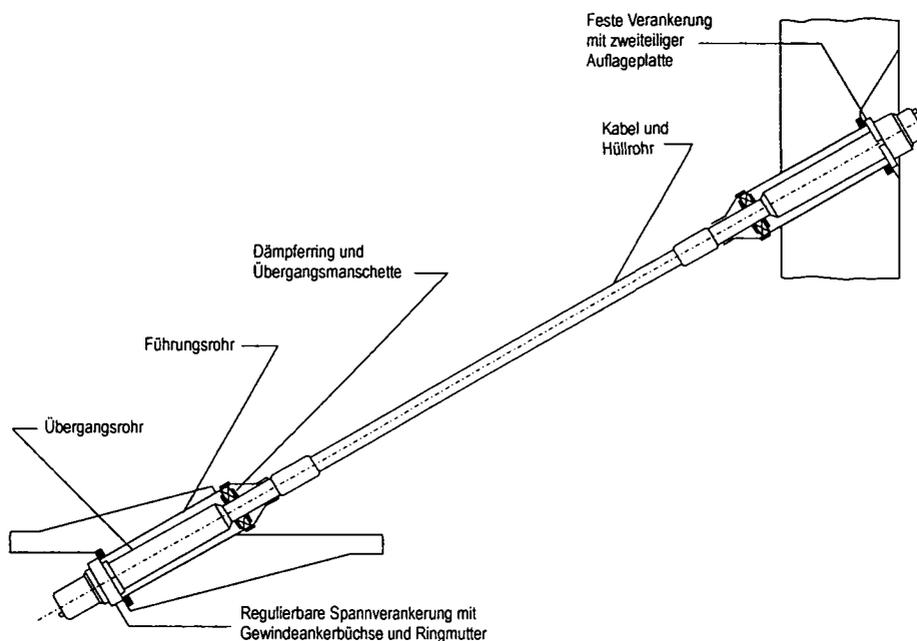


Bild 4.2 Systemskizze eines Schrägkabels [166]

Da durch Schwingungsuntersuchungen die wirksame Kabelkraft, die Qualität der Bauausführung und der globale Zustand der Kabel beurteilt werden sollen, ist für eine richtige Interpretation der Messdaten die grundlegende Kenntnis von Seil- und Kabeltypen erforderlich. Jeder dieser Kabeltypen weist seine eigenen Charakteristika auf, die folglich richtig zu bewerten sind. Bei einigen Typen bestehen bekannte systembedingte Mängel, auf die schon im Vorfeld einer Untersuchung durch eine visuelle Kontrolle geachtet werden kann.

4.2.1 Stabstahlbündel

Stabstahlbündel bestehen aus in Stahlhüllrohren parallel angeordneten, profilierten Stäben, die durch besondere Abstandhalter aus Polyäthylen in ihrer Lage gehalten werden [165]. Der Transport in Form von Seiltrommeln kann nur bis zu einem Stabdurchmesser von 16 mm erfolgen. Einheiten mit größeren Durchmessern werden in der Regel als Einzelstäbe mit Längen zwischen 15 m und 20 m geliefert [143], [165]. Die einzelnen Stäbe müssen anschließend durch Kupplungen verbunden werden, wodurch eine Diskontinuitätszone vorhanden ist, in der die Ermüdungsfestigkeit beträchtlich reduziert werden kann.

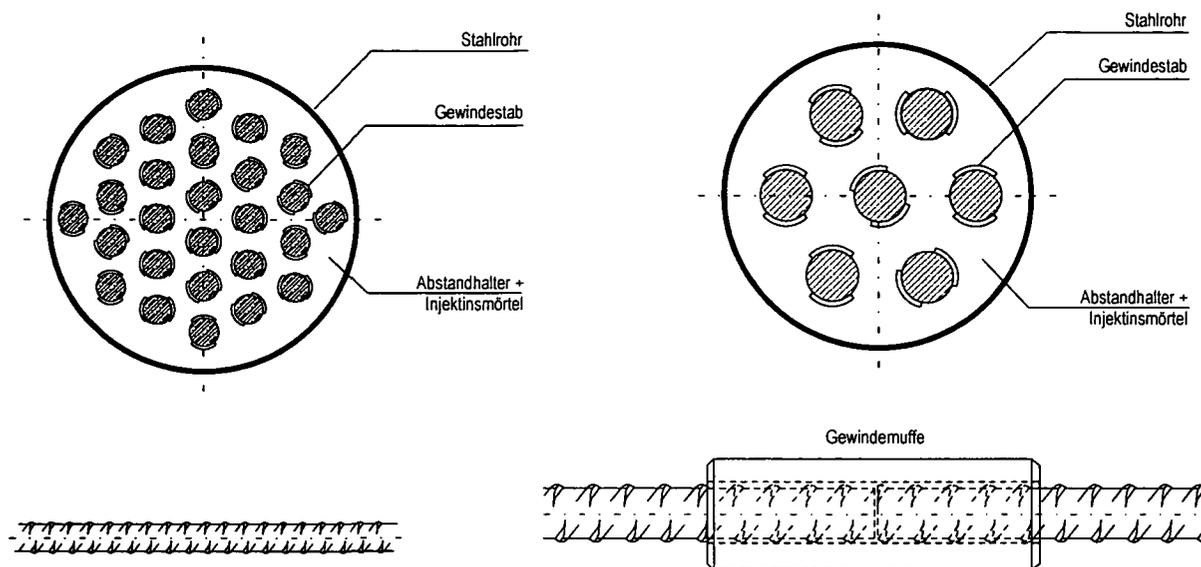


Bild 4.3 Stabstahlbündel ohne (links) und mit Kopplung (rechts) [165]

4.2.2 Stahlseile

Stahlseile bestehen aus einzelnen Litzen die um einen Kern gewickelt werden [165]. Diese sind durch den relativ geringen Elastizitätsmodul und die Anfälligkeit hinsichtlich Korrosion (offene und große Oberfläche) für die Anwendung bei Schrägseilbrücken von keiner baupraktischen Bedeutung und werden an dieser Stelle nur zur Vervollständigung dieses Kapitels angeführt.

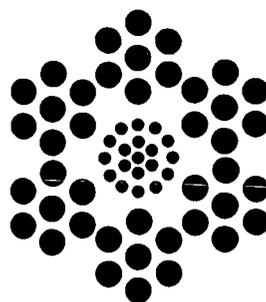


Bild 4.4 Querschnitt durch ein Stahlseil [165]

4.2.3 Vollverschlossenen Seile

Profilierte Drähte werden in konzentrischen Schichten um die im Kern angeordneten kreisrunden Paralleldrähte gewickelt. In den äußeren Schichten verwendet man meistens Drähte mit einem Z-förmigen gestreckten Querschnitt, die durch ihre Überlappung eine nahezu dichte Hülle bilden [139], [143]. Aus diesem Grund werden sie auch vollverschlossene Seile bezeichnet. Dieser Abdichtungseffekt wird beim Anspannen durch die entstehenden seitlichen Pressungen zusätzlich erhöht [165]. Im Falle eines Drahtbruches bleiben die Z-Drähte im Seilverband, sodass der gebrochene Draht nach zwei bis drei Schlaglängen wieder voll mitträgt und die Bruchkraft des Seiles nur lokal vermindert wird [139].

Der Vorteil der vollverschlossenen Seile besteht in der einfachen Montage, der Einsparung von Hüllrohren und Verpressgut sowie den beschränkten Abmessungen des Ankerkopfes. Durch ihre Geschmeidigkeit ist die Verwendung von Umlenksättel am Pylonkopf gut möglich. Erfolgt die Gestaltung und Ausführung der Seile nicht sorgfältig, so kann eine Anfälligkeit gegen Korrosion gegeben sein.

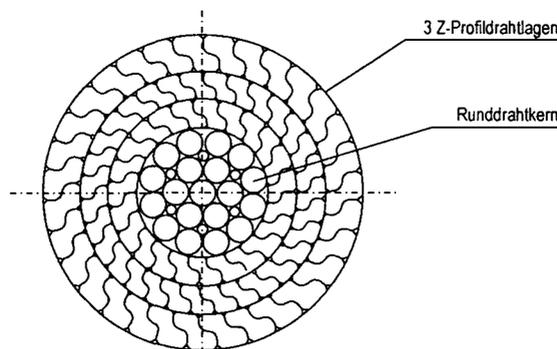


Bild 4.5 Querschnitt durch ein vollverschlossenes Seil der Donaubrücke Hainburg [62]

Als Nachteil ist anzuführen, dass auf Grund spiralförmiger Anordnung der Drähte die Eigenschaften der Einzeldrähte (Festigkeit, E-Modul) nicht voll ausgenutzt werden können. Darüber hinaus führt ein allfälliger Heißverguss der Kabelköpfe zu einer Gefügeänderung in den Einzeldrähten und damit zu einer verringerten Dauerfestigkeit der Seile [165]. Aus diesem Grund wurden zahlreiche neue Kabeltypen entwickelt, die ein günstiges Verhalten unter Last bzw. Langzeitstabilität aufweisen.

4.2.4 Paralleldrahtkabel

Schon im 19. Jahrhundert hatte Roebling [165] das für Hängebrücken verwendete Verfahren zum Spinnen der parabolischen Haupttragkabel erfunden. Diese Technik wird im Prinzip noch heute bei Hängebrücken angewendet, wobei die Drähte durch einen auf Hilfskabel fahrenden Wagen zwischen den beiden Pylonen eingebaut werden [143].

Paralleldrahtkabel finden im Bereich des Spannbetonbaues sowie für Schrägseilbrücken häufig Anwendung. Sie werden aus hochfesten Stählen hergestellt und mit entsprechenden Hüllrohren aus Metall oder Kunststoff (PE) versehen. Die Verpressung mit Korrosionsschutz (Zementmörtel, Fett, Wachs, usw.) erfolgt im Allgemeinen bereits im Herstellerwerk oder vor Ort. Die Ermüdungsfestigkeit von Paralleldraht-Bündeln ist sehr hoch, wodurch diese bei den hohen dynamischen Lasten im Brückenbau sehr gut eingesetzt werden können [139], [143], [165].

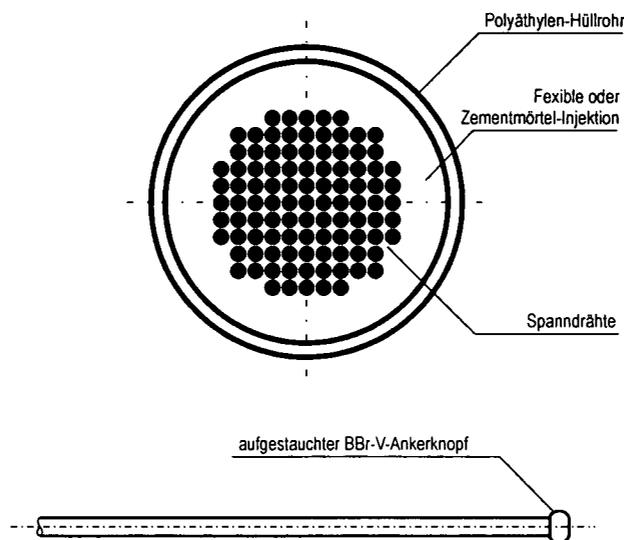


Bild 4.6 Systemskizze eines Paralleldrahtkabels [165]

Die Bruchlast des Kabels ist gleich der Summe der Drahtbruchlasten, der E-Modul des Kabels entspricht dem der Drähte [165]. Auch die Dauerfestigkeit des Kabels liegt in der Größenordnung der Einzeldrähte. Als Korrosionsschutz wurde ursprünglich ein dickwandiges PE-Rohr und eine Verpressung mit Zementmörtel nach dem Einbau vorgesehen. Extrudierte PE-Rohre mit Petroleumwachsverpressung und verzinkten Drähten bereits vollständig im Werk hergestellt sind derzeitiger Stand der Technik. [166], [190].

4.2.5 Parallellitzenkabel

Schon vielseitig in den verschiedenen Spannverfahren verwendet, finden die Litzen auch bei Schrägkabel ein sehr gutes Anwendungsgebiet. Litzen bestehen aus jeweils sieben verwundenen Drähten und weisen Durchmesser von 12,7 mm (0,5") bis 17,8 mm (0,7") auf [165]. Die beim Spannen entstehenden seitlichen Pressungen können die Dauerfestigkeit (Einschnürung) beeinflussen. Eine höhere Anfälligkeit hinsichtlich Korrosionserscheinungen muss berücksichtigt werden, da die aus mehreren Drähten zusammengesetzte Oberfläche größer ist, als die eines kreisrunden Querschnittes gleicher Fläche. Entsprechend ausgeführter Korrosionsschutz sowie eine sorgfältige Verpressung des Kabels schaffen in diesem Zusammenhang jedoch Abhilfe [143], [165].

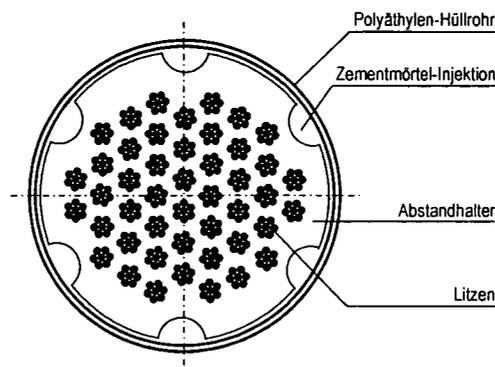


Bild 4.7 Querschnitt durch ein Parallellitzenkabel [143]

4.2.6 Monolitzenkabel

Bei diesem Kabeltyp wird jede Litze durch ein Kunststoffrohr umhüllt, mit Fett oder Wachs verpresst und die Hohlräume zwischen den Litzen ebenfalls durch Verpressgut ausgefüllt. Der gute Korrosionsschutz sowie das günstige Reibkorrosionsverhalten sind als Vorteile anzuführen. Bei diesem Kabeltyp besteht die Möglichkeit einzelne Litzen des Kabels in eingebautem Zustand auszutauschen bzw. nachzuspannen. Besonders wirtschaftliche Gründe sprechen für die Anwendung von Monolitzenkabel, wobei sich die Verwendung von vor Ort gefertigten Kabel mit Keilverankerung durchgesetzt hat [165].

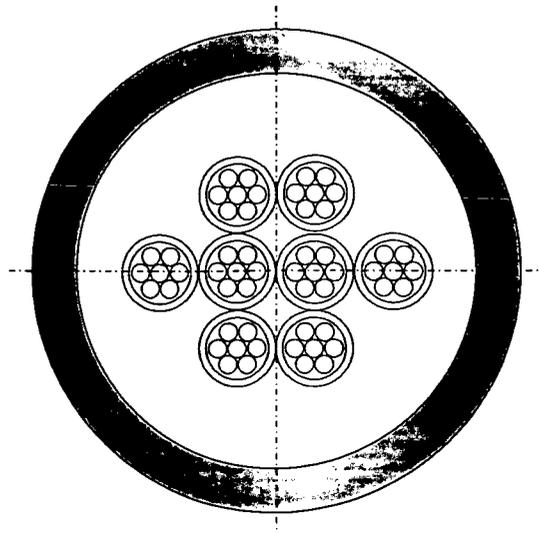


Bild 4.8 Querschnitt durch ein Monolitzenkabel

Eine Sonderform dieser Kabel stellt die österreichische Firma Vorspanntechnik VT GmbH [187] her, bei der eine bandförmige Ausführung des Kabels realisiert wird. Diese CMM Bänder sind besonders für die externe Vorspannung von Bedeutung. Dabei wird durch die Bandform der Kabel ein Einbau in parallelen Lagen möglich. Die Führung der Litzen in individuellen PE-Hüllrohren ermöglicht den Ausbau für Kontrollzwecke und erforderlichenfalls sogar den Austausch ohne Beeinträchtigung der Bauwerksfunktion [187].

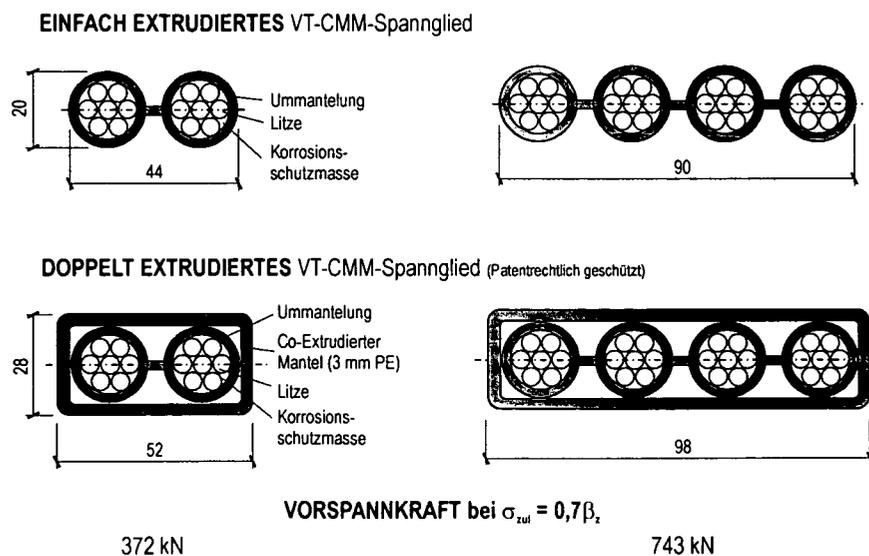


Bild 4.9 Monolitzenkabel vom Typ VT-CMM [187]

Das Prinzip des VT-CMM Systems basiert auf werkmäßig korrosionsgeschützten Litzen die durch einen PE-Mantel zu flachen Bändern verbunden sind (siehe dazu Bild 4.9). Durch die kompakte Form der Bündel verringert sich die Gefahr von Beschädigungen der PE-Hülle, wobei auch der Zeitaufwand für das Verlegen und Vorspannen bei höherer Verlegegenauigkeit als Vorteile anzuführen sind.

4.2.7 Zügelgurte

Zügelgurte bestehen aus einer Gruppe von Spanngliedern die durch einen Stahlbetonmantel geschützt werden. Auf Grund des alkalischen Milieus im Stahlbeton ist ein guter Schutz der einzelnen Spannglieder gegen Korrosion gegeben. Eine visuelle Beurteilung der Spannglieder ist jedoch wie bei internen Kabel nicht möglich. Durch die Anwendung dynamischer Messmethoden kann auch hier die Kraft im Zügelgurt sowie dessen globaler Zustand beurteilt werden.

Ein Spannbeton-Zügelgurt ist ein nahezu starrer Balken und unterscheidet sich in seiner Tragwirkung deutlich von einem Kabel. Ein Brückenkabel trägt seine Eigenlast im Wesentlichen dadurch, dass es seinen Seildurchhang der jeweils vorhandenen Seilkraft anpasst. Biegemomente entstehen im Kabel nur unmittelbar an den Einspannstellen, dort jedoch als ausgesprochene Momentenspitze, die für die Dauerstandfestigkeit des Seils von entscheidender Bedeutung ist [152]. Der größte Vorteil eines Zügelgurtsystems besteht darin, dass sich die Abspannung des Gurtes tatsächlich so verhält, als wäre eine Stütze im Bereich des Gurtanschlusses vorhanden [153].

Im Falle der Donaubrücke Metten [153] in Deutschland wurden an den Zügelgurten detaillierte Untersuchungen durchgeführt. Dabei trägt der Gurt die Last ebenfalls wie ein Seil; der Gurt wurde mit dem dafür erforderlichen Durchhang (25 cm) auf einem Gerüst betoniert. Bei einer Änderung der Normalkraft infolge des Verkehrs bleibt jedoch sein Durchhang wegen seiner großen Biegesteifigkeit im wesentlichen unverändert. Einer Berechnung Theorie II. Ordnung zufolge, führt die Veränderung der Normalkraft im Zügelgurt zu einer 5%-igen Änderung des Durchhanges, bezogen auf ein konventionelles Schrägkabel. Aus diesem Grund kann der Zügelgurt als starrer Balken aufgefasst werden [153], in dem parabolisch verteilte Biegemomente auftreten. Die quer zur Brücke wirkenden Windkräfte werden nicht durch eine Lageveränderung des Seiles, sondern durch Biegemomente des beiderseits eingespannten, starren Balkens abgetragen. Die Theorie der Zügelgurte geht auf Schambeck [152], [153] zurück, der bei der Projektierung der Donaubrücke Metten das Tragverhalten ausführlich untersucht und beschrieben hat. Der große Vorteil einer Zügelgurtbrücke liegt in den geringen Unterhaltungskosten die im Wesentlichen der einer konventionellen Brücke entsprechen. Das Gesamttragwerk ist eine einheitliche Spannbetonkonstruktion, die nach der geltenden Norm bemessen werden kann.

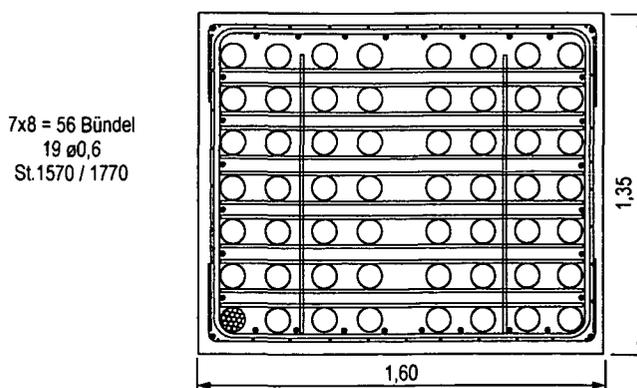


Bild 4.10 Querschnitt durch einen Zügelgurt der Donaubrücke Metten [153]

4.2.8 CFK-Kabel

Durch Korrosion und Ermüdung bedingte Schadensfälle an Kabel aus Stahl, insbesondere bei Schrägseilbrücken, führten in den vergangenen Jahren zur Forschung nach beständigeren und höherfesten Werkstoffen. Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe (CFK) sind, technische Anforderungen betreffend, eine interessante Alternative. Vom wirtschaftlichen Standpunkt gesehen, sind sie noch nicht konkurrenzfähig. Die weitere Entwicklung hängt nicht nur von der Preisentwicklung der Kohlenstofffasern ab, sondern auch davon ob bei der Kostenbeurteilung nur die Herstellungskosten oder auch die Lebensdauerkosten (Life-Cycle Costs) des Bauwerkes berücksichtigt werden.

Unidirektionale CFK-Profile werden im Strangziehverfahren (Pultrusion) hergestellt, d.h. die Fasern verlaufen dabei ausschließlich in Längsrichtung. In dieser Richtung ist die Festigkeit proportional zur Faserfestigkeit und damit sehr hoch. Die derzeitige Faserfestigkeit beträgt in etwa 4900 N/mm^2 [111]. Fachleute sind sich bewusst, dass Zugglieder aus Stahl den zukünftigen Anforderungen bei Schrägseilbrücken in vielen Fällen nicht genügen und so dem technischen Fortschritt hinsichtlich Vergrößerung der Spannweite ein Limit gesetzt wird. Ein CFK-Zugglied wiegt bei gleicher Bruchlast etwa ein Achtel eines Kabels aus Stahl, wodurch der Kabeldurchhang wesentlich reduziert werden kann. Die Festigkeit eines CFK-Zuggliedes ist um etwa 60% höher, sodass der Querschnitt reduziert werden kann [111]. CFK ist korrosionsbeständig, der Temperaturexpansionskoeffizient ist beinahe Null, wodurch die Längenänderung eines solchen Kabels bei schwankenden Temperaturen sehr gering ist.

An der 1996 errichteten Schweizer Storchenbrücke werden weltweit erstmals auf einer durch Fahrzeuge belasteten Schrägseilbrücke zwei Schrägkabel aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff (CFK) eingesetzt. Die Testergebnisse verlaufen sehr vielversprechend. Auf den Forschungs- und Entwicklungsarbeiten der EMPA [111] basierend, ist in der Schweiz die Anwendung von CFK-Bändern zur Ertüchtigung von Bauwerken seit etwa 1995 Stand der Technik. In der Nähe der südwestfranzösischen Stadt Pau wurde im Jahr 2003 eine Fußgängerbrücke mit 110 m Spannweite errichtet, deren Tragwerk vollständig von CFK Seilen gehalten wird [194], [195]. Durch den Einsatz dieser Entwicklung wird es möglich, neue Spannweitenrekorde bei modernen Hänge- und Schrägseilbrücken zu erreichen (Straße von Messina, Gibralta-Querung) [70], [139].

Durchmesser [mm]	5,03
Zugfestigkeit s_u (längs) [N/mm^2]	3300
Bruchlast [kN]	65,0
Elastizitätsmodul E (längs) [N/mm^2]	162000
Bruchdehnung [%]	1,75
Rohdichte [g/cm^3]	1,62
Faservolumenanteil [%]	71,6
Wärmeausdehnungskoeffizient (längs) [$\text{m/m}^\circ\text{C}$]	$0,2 \times 10^{-6}$

Tabelle 4.1 Technische Daten eines CFK-Kabels der Storchenbrücke [111]

4.3 Schutz der Kabel

Schrägseile sind Gefahr einer mechanischer Beschädigung und Korrosion ausgesetzt und erfordern daher aus Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsgründen entsprechende Schutzmaßnahmen. Die Ausführung des Korrosionsschutzes beeinflusst durch eine allfällige Veränderung der Biegesteifigkeit und des wirksamen Querschnittes des Kabels das dynamische Verhalten und hat daher im Rahmen dieser Darstellung Bedeutung:

- **Hüllrohre:** Die Schrägkabel sind im Allgemeinen, mit Ausnahme der verzinkten und beschichteten Litzen, mit Hüllrohren aus Stahlblech oder Kunststoff versehen, die der aggressiven Umwelt widerstehen [165]. Meist werden die Hohlräume zwischen Kabel und Hüllrohr durch zusätzliche Schutzmaßnahmen, beispielsweise Injektionen (Zement, Wachs, Epoxi-Harz) ausgepresst.
- **Verzinken:** dabei erfolgt eine Oberflächenbehandlung der einzelnen Drähte herstellerseitig im Werk. Ein Einfluss auf die Biegesteifigkeit und damit auf die dynamische Charakteristik eines Kabels kann ausgeschlossen werden.
- **Beschichtung:** dabei erfolgt eine Umhüllung der Drähte durch entsprechende Schutzmaßnahmen, beispielsweise wird Kunstwachs oder eine PE-HD Ummantelung eingesetzt.

Durch die Kombination mehrerer Verfahren kann ein Korrosionsschutz erreicht werden, der sehr zuverlässig den Zutritt von Wasser unterbindet. Neben dieser Schutzfunktion haben alle Technologien zum Ziel die Dämpfung zu erhöhen, sowie eine ausreichende Sicherheit hinsichtlich Feuer, Unfall und Vandalismus zu gewährleisten. In diesem Zusammenhang sollte auch beachtet werden, dass sich die Lage des Kabels im Hüllrohr durch die Installation (Kabeldurchhang) sowie den Verpressvorgang verändern kann und so deutlich von der Idealvorstellung abweicht.

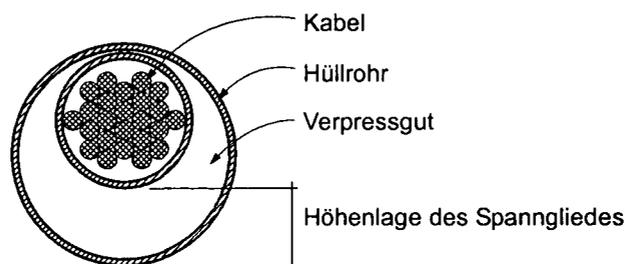


Bild 4.11 Mögliche Lage des Spanngliedes innerhalb eines Hüllrohres aus PE-HD

4.4 Abschätzung der ersten vertikalen Biegeschwingung

Die dynamische Analyse nimmt bei Schrägkabel- und Hängebrücken während des Projektstadiums einen hohen Stellenwert ein. Im Allgemeinen kann eine Schwingungsanregung des Brückentragwerkes durch die Einwirkungen Wind, Verkehr und Erdbeben erfolgen. Die Sicherheit einer Schrägseilbrücke wird maßgebend durch ihr aerodynamisches Verhalten bestimmt. So war beispielsweise eine unzureichende Berücksichtigung strukturdynamischer Problemstellungen Ursache für Einstürze früherer Hängebrücken (z. B. Tacoma Narrows Bridge). Schwingungen können die Tragfähigkeit, die Dauerfestigkeit (Ermüdung) sowie die Gebrauchstauglichkeit (Einwirkungen auf Benutzer) deutlich beeinflussen bzw. reduzieren.

Die Untersuchung dynamischer Phänomene erfordert die Bestimmung modaler Parameter des jeweiligen Bauwerkes. Faustformeln eignen sich sehr gut zur Plausibilitätsprüfung der durch aufwändige Programme errechneten Eigenfrequenzen, sowie für die grobe Abschätzung der Eigenfrequenzen im Feld. Die Ermittlung der ersten Biegeeigenfrequenz f_B [Hz] einer Schrägkabelbrücke kann als Funktion der Hauptspannweite [165],

$$f_B = \frac{110}{l} \quad (206)$$

oder der maximal auftretenden statischen Durchbiegung unter Eigenlast nach [165] erfolgen:

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{v_{\max}}} \quad (207)$$

Dabei stellt v_{\max} die maximale statische Durchbiegung infolge Eigenlast in Meter, l die Hauptspannweite in Meter und g die Erdbeschleunigung in m/s^2 dar.

Bei Untersuchung der Gültigkeit beider Gleichungen wurden Differenzen von bis zu $\pm 30\%$ zwischen abgeschätzter und gemessener Eigenfrequenz festgestellt. Dafür ist ausschlaggebend, dass die Formeln auf Basis numerisch ermittelter Frequenzen (Rechenmodelle) abgeleitet wurden, wobei diese Simulationen im Vergleich zu dem dynamischen Verhalten des realen Bauwerkes häufig mit sehr großen Fehlern behaftet sind. Die Abweichungen resultieren hauptsächlich aus der unzureichenden Abbildung des kontinuierlichen Systems, wobei die Randbedingungen, die tatsächliche Steifigkeit des Tragwerkes sowie die Lagerungsbedingungen entscheidenden Einfluss auf die Ergebnisse der dynamischen Analyse ausüben. Die Abschätzung auf Basis der statischen Durchbiegung nach Gleichung (207) erweist sich dabei als nicht zielführend, da diese im Vorfeld ebenfalls mit entsprechender Genauigkeit ermittelt werden muss.

Die Korrektur der Gleichung (206) auf Basis gemessener Eigenfrequenzen von Brücken scheint zielführend. In Bild 4.13 ist der Zusammenhang zwischen Hauptspannweite und der ersten vertikalen Biegeeigenfrequenz aller durch den Verfasser untersuchten Brücken (mehr als 100 Tragwerke, siehe dazu Bild 4.12 und Anhang 1) dargestellt.



Bild 4.12 Tragwerke die in Österreich durch dynamische Messungen untersucht wurden (siehe dazu Anhang)

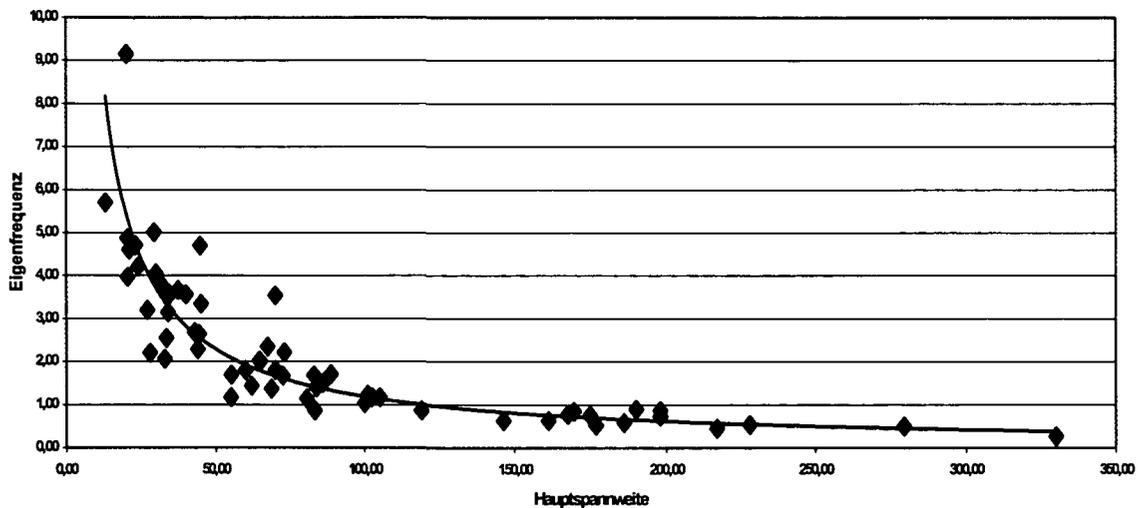


Bild 4.13 Zusammenhang zwischen erster vertikaler Biegefrequenz und Hauptspannweite einer Brücke

Die aus den gemessenen Frequenzwerten ausschließlich für Schrägseilbrücken (Bild 4.13) abgeleitete Funktion für die erste vertikale Biegeeigenfrequenz lautet:

$$f_B = 84,309 \cdot l^{-0,9586} \approx \frac{100}{l} \quad (208)$$

Werden die in Bild 4.13 eingetragenen Eigenfrequenzen aller Brückentypen (Balkenbrücken, Bogenbrücken, Schrägseilbrücken) der Trendermittlung zugrunde gelegt, erhält man Gleichung (209) wobei zur Gleichung (206) eine gute Übereinstimmung feststellbar ist. Die Berücksichtigung der genauen Trendfunktion von den Gleichungen (208) und (209) führt insbesondere bei Spannweiten von mehr als 100 m zu äußerst zuverlässigen Ergebnissen. Die Schwankungsbreite der ersten vertikalen Eigenfrequenz liegt in der Größenordnung von maximal $\pm 5\%$:

$$f_B = 92,489 \cdot l^{-0,9462} \approx \frac{107}{l} \quad (209)$$

4.5 Schwingungsanregung von Schrägseilen

4.5.1 Allgemeines

Brückenbau im Bereich großer Spannweiten ist eine Domäne der Seilbrücken. Hängebrücken, Schrägseilbrücken oder aus beiden Typen kombinierte Formen (Hybridbrücken) [139] stoßen durch den Einsatz neuer Werkstoffe und Technologien zusehends in den Grenzbereich des technisch machbaren vor. Die zunehmende Beachtung ästhetischer Aspekte bei Ingenieurbauwerken macht diesen Brückentyp auch bei kleinen Spannweiten konkurrenzfähig [70] und wird daher immer häufiger eingesetzt.

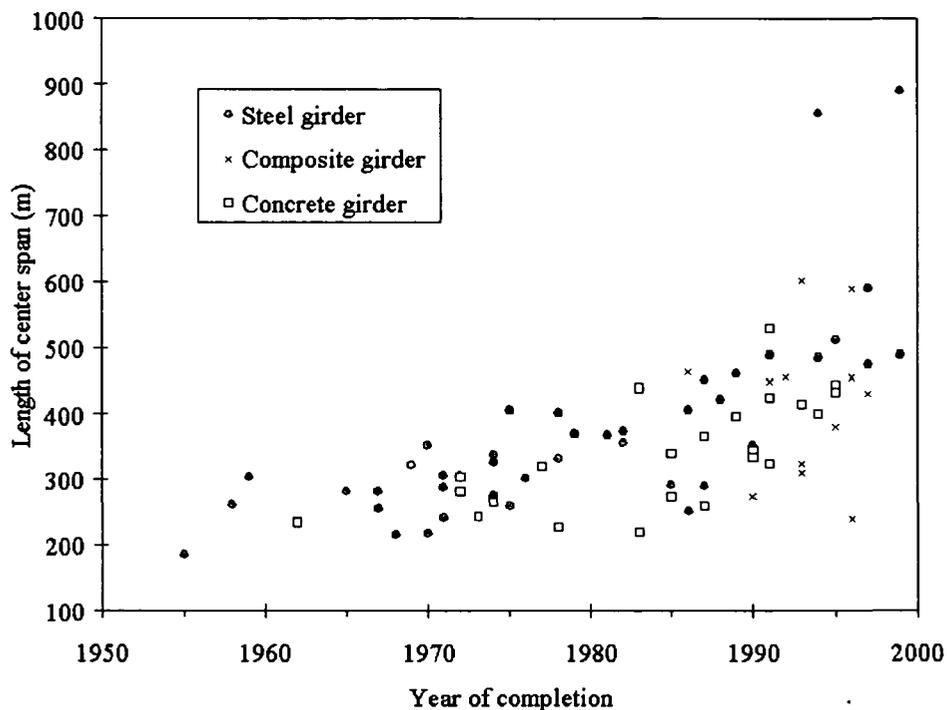


Bild 4.14 Entwicklung der Hauptspannweite über die Zeit [149]

Größere Spannweiten und leichtere Konstruktionen führen grundsätzlich zu einer höheren Schwingungsanfälligkeit. Bei Fußgängerbrücken besteht wegen ihres geringen Gewichtes die Gefahr von Resonanzschwingungen [11], [57], [72], [150]. Aus aerodynamischer Sicht können insbesondere Flatterschwingungen eine Gefahr für die Standsicherheit eines Bauwerkes darstellen. Derartige Überlegungen und die zugehörigen Nachweise sind für den Großbrückenbau entscheidend und häufig sogar entwurfsbestimmend.

Die Tendenz Spannweiten von Schrägseil- und Hängebrücken kontinuierlich zu vergrößern hat die Untersuchung von aerodynamischen Effekten zu einem wesentlichen Gesichtspunkt der Planung werden lassen. Heute sind die Durchführung umfangreicher dynamischer Analysen sowie Windkanalversuche im Projektstadium als Standarduntersuchung anzusehen und aus dem ingenieurmäßigen Entwurfsprozess nicht mehr wegzudenken.

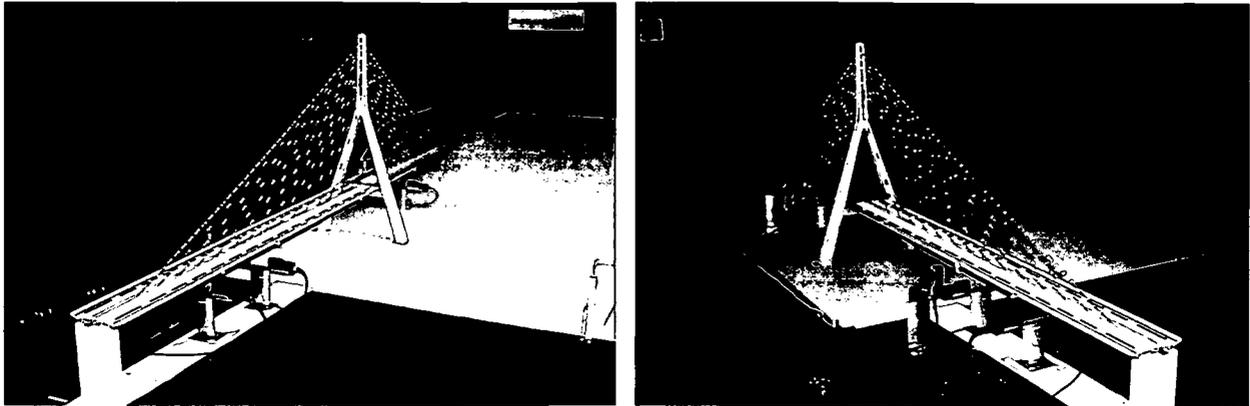


Bild 4.15 Modell der Kao-Ping-Hsi Brücke im Windkanal

Kabel als Einzelemente eines Bauwerkes zeigen die größte Anfälligkeit gegenüber winderregten Schwingungen. Das Einzelseil ist durch die geringe Biegesteifigkeit, Veränderungen des kreisrunden Querschnittes, die hohe Vorspannkraft sowie die Kabellänge und Orientierung zum Wind schwingungsempfindlich [1], [165]. Die exakt runde Querschnittsform eines Seiles kann durch an der Unterseite des Kabels abfließendes Regenwasser verändert werden, wodurch eine exzentrischer Kraftangriff erfolgt. Schrägseile unter Windbelastung können wie umströmte Körper (Karmann'scher Windwirbel) betrachtet werden. Die dabei herrschenden Druckverhältnisse werden für stationäre Strömung durch die Gleichung von Bernoulli beschrieben [143]. Je nach Form des umströmten Profiles ergeben sich Sogwirkungen, die ein Mehrfaches der positiven Druckdifferenzen sein können (Auftrieb). Ein schwach gedämpftes Seil erreicht bei Resonanz sehr hohe Schwingungsamplituden, die als kritisch zu betrachten sind. Hauptverantwortlich für unerwünschte Schwingungen ist die im Vergleich zu anderen Bauteilen kleine Dämpfung des Kabels. Um die Schwingungsamplituden zu begrenzen, muss das Kabel eine ausreichende Eigendämpfung aufweisen, welche über folgende Parameter beeinflusst werden kann [25], [86]:

- Injizieren der Hüllrohre mit Zementmörtel (Erhöhung der Masse je Längeneinheit und Erhöhung der inneren Dämpfung).
- Anbringen von Neoprenringen (Dämpfern) am Ende der Stahlankerrohre. Diese verhindern, dass Biegespannungen im Bereich des Ankerkopfes auftreten.
- Einbau von externen Stoßdämpfern (aktiv, passiv, semi-aktiv) zwischen Kabel und Versteifungsträger. Diese Maßnahme ist aufwändig und teuer.
- Anbringen von Stabilisierungsseilen (Kabelverbindungsdrähten) zwischen schwingungsanfälligen Kabeln, wodurch die Dämpfung durch externe Energiedissipation erhöht wird. Weiters stellt sich durch das Zusammenfassen mehrerer Kabel ein verändertes schwingungsfähiges System ein. Die genaue Wirkungsweise von Kabelverbindungsdrähten ist jedoch noch nicht vollständig geklärt [170], [171]. Um Ermüdungserscheinungen der Verbindungsdrähte zu reduzieren, ist ein gezieltes Vorspannen zwingend erforderlich.

Im folgenden Kapitel werden ausschließlich windinduzierte und verkehrsbedingte Anregungsmechanismen beschrieben, die für Schrägseile relevant sind. Effekte wie sie beispielsweise bei horizontal gespannten Kabel (Stromleitungen) auftreten können, werden im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Die Anregung eines Schrägkabels kann durch die folgenden Ursachen herbeigeführt werden:

1. Wirbelablösungen (Vortex Shedding)
2. Flatterschwingungen auf Grund von Windböen (Buffeting)
3. Formanregung (Galloping)
4. Windschatteninstabilitäten (Wake Galloping, Resonant Buffeting)
5. Regen-Wind-induzierte Schwingungen (Rain-Wind-Induced Vibrations)
6. Parametrische Anregung (Parametric Excitation)
7. Resonanzschwingungen (Brückenfrequenz = Kabelfrequenz)

4.5.2 Aerodynamische Grundlagen

Bei Strömungsgeschwindigkeit bis zu 40% der Schallgeschwindigkeit kann eine Strömung als inkompressibel angesehen werden. Diese Bedingung ist in der Regel für Windbeanspruchung von Ingenieurbauwerken erfüllt und die Kontinuitätsgleichung

$$\frac{u_1}{u_2} = \frac{A_2}{A_1} \quad (210)$$

hat volle Gültigkeit, wobei u_i die Strömungsgeschwindigkeit im Strömungsquerschnitt A_i darstellt [33]. Für stationäre Strömung können die Druckverhältnisse an einem umströmten Körper durch die vereinfachte Bernoulli Gleichung angeschrieben werden,

$$p + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot u^2 = konst. \quad (211)$$

wobei p dem statischen Druck, u der ungestörten Strömungsgeschwindigkeit und ρ der Dichte der Luft entspricht [33]. Bei instationärer Strömung muss die Bernoulli Gleichung um einen Beschleunigungsanteil erweitert werden. Je nach Form und Oberfläche eines umströmten Körpers kann sich die Strömung ablösen, dabei können periodische Wirbel entstehen. Der klassische Fall ist der umströmte Zylinder mit der nach von Karman benannten Karman'schen Wirbelstraße [107]. Die Ablösefrequenz der Nachlaufwirbel hängt wesentlich von der Reynoldszahl Re ab [74], [83],

$$Re = \frac{D \cdot u}{\nu} \quad (212)$$

wobei D dem umströmten Zylinderdurchmesser, u der Anströmgeschwindigkeit und ν der kinematischen Zähigkeit der Luft mit $\nu = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ entspricht.

Durch die Reynoldszahl wird das Verhältnis der Trägheitskräfte zu den Reibungskräften beschrieben. Diese hängt im Wesentlichen von der Oberflächenrauigkeit, Oberflächentextur sowie Turbulenz der Anströmung ab. Eine übliche Größenordnung der Reynoldszahl für Schrägseile liegt im Bereich von $Re \approx 10^5$ [107]. Eine weitere wichtige Kennzahl ist die Strouhalzahl S , die das Zeitverhalten der Strömung beschreibt,

$$S = \frac{D \cdot f_v}{u} = \frac{D}{T \cdot u} \quad (213)$$

wobei f_v die Wirbelablösefrequenz und T die Wirbelablöseperiode ($T = 1/f_v$) darstellt [165]. Für einen kreisrunden Querschnitt wird üblicherweise $S \approx 0,19 - 0,20$ als Größenordnung angegeben. Wird eine Windgeschwindigkeit von $u \approx 5 - 25$ m/s vorausgesetzt, so kann eine Wirbelablösefrequenz von $f_v = 10 - 50$ Hz berechnet werden. Durch die Ablösung periodischer Wirbel entsteht eine auf den Querschnitt wirkende, ebenfalls periodische Quertriebskraft $F_D(t)$,

$$F_D(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot u^2 \cdot D \cdot c_D \quad (214)$$

wobei c_D den Quertriebsbeiwert darstellt, der vom umströmten Querschnitt abhängt und in einer Größenordnung von $c_D \approx 0,4 - 1,2$ liegt [109], [172]. Für die Ableitung von Re und S , die mathematische Behandlung der Querschwingungen und Angaben über die Streuung von Quertriebsbeiwerten wird auf [156] verwiesen. Der Zusammenhang zwischen dem Quertriebsbeiwert c_D und der Reynoldszahl Re für einen kreisförmigen Querschnitt ist in Bild 4.16 dargestellt, wobei die Kurve durch einen charakteristischen Einbruch des Quertriebsbeiwertes im Bereich der kritischen Reynoldszahl gekennzeichnet ist. Höhere Reynoldszahlen führen in den überkritischen Bereich, der einen nahezu konstanten Quertriebsbeiwert aufweist [113], [156].

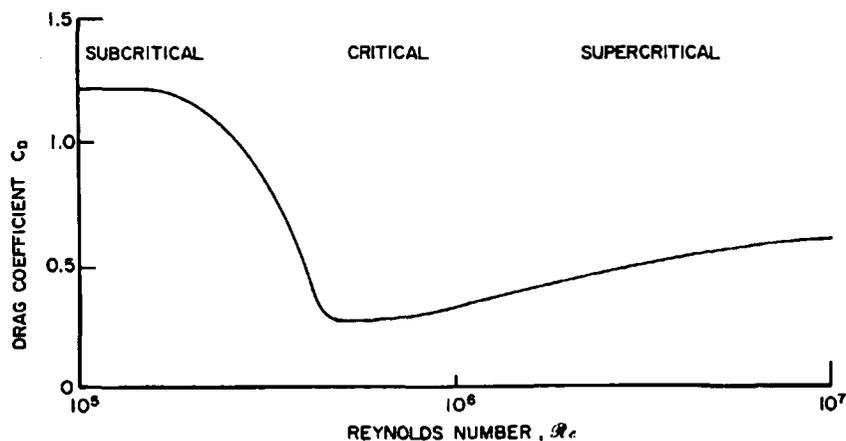


Bild 4.16 Zusammenhang Reynoldszahl Re - Quertriebsbeiwert c_D für einen Zylinderquerschnitt [109], [113]

4.5.3 Wirbelablösung (Vortex Shedding Excitation, Karman-Wirbel)

Das Phänomen der Wirbelablösung wurde bereits von Karman [165] Anfang des 20. Jahrhunderts ausführlich untersucht, wobei Schwingungen mit relativ geringer Amplitude induziert werden. Dabei kommt es bei einem Körper im bewegten Luftstrom zur Erzeugung von Turbulenzerscheinungen (Windwirbel) hinter dem umströmten Querschnitt.

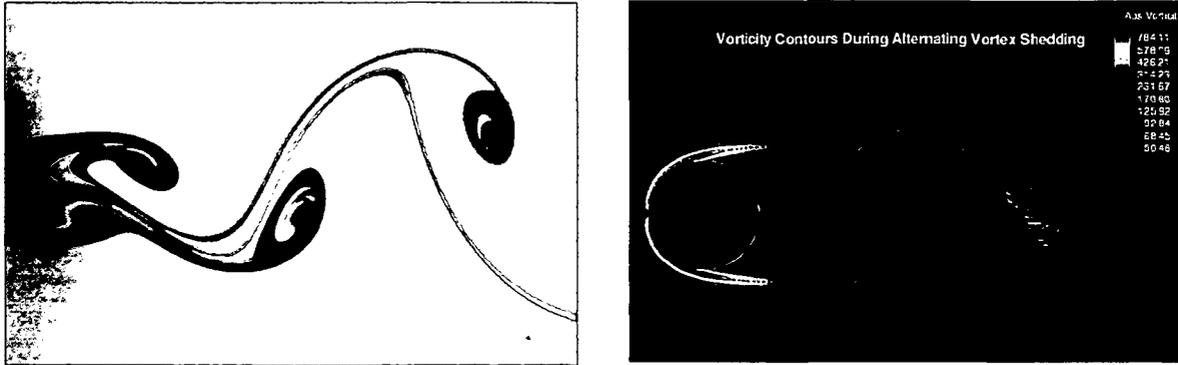


Bild 4.17 Ablösung von Windwirbel an einem Kreisprofil [191], [192]

Die Frequenz und Intensität (Kraftwirkung) der periodischen Wirbelablösung hängen maßgebend von der Windgeschwindigkeit sowie dem Querschnitt ab. Nähert sich diese Wirbelablösefrequenz der Bauwerkseigenfrequenz so besteht Gefahr für Resonanz, die durch das Dämpfungsverhalten der Struktur begrenzt wird [143]. Ein aerodynamisch günstig gestalteter Querschnitt (keine scharfen Kanten, stromlinienförmige Ausbildung) ist hinsichtlich der Anfälligkeit für Wirbelablösung als positiv einzustufen.

Die Anregung durch Wirbelablösung ist bei Schrägseilen von untergeordneter Bedeutung, jedoch bei turmartigen Bauwerken und Brückenquerschnitten zu beachten. Es sind entsprechende Gestaltungsregeln für die Querschnittsform anzuwenden um unerwünschte Schwingungen zu vermeiden [91], [165]. Üblicherweise sind Schwingungsamplituden nicht groß genug, um für die Standsicherheit der Brücke eine Gefahr darzustellen, die Gebrauchstauglichkeit (Benutzerkomfort) sowie die Dauerhaftigkeit (Ermüdung) des Bauwerkes können jedoch negativ beeinflusst werden. Der Anregungsmechanismus ist für Schrägseile in Hinblick auf Ermüdungserscheinungen im Ankerbereich zu berücksichtigen [74], [156]. Wirbelablösungen sind insbesondere bei vertikalen Hängern von Bogen- und Hängebrücken zu berücksichtigen, da für diese häufig Schwingungen beobachtet werden [107].

4.5.4 Flatterschwingungen durch Böenwirkung (Buffeting)

Im Gegensatz zu den beschriebenen Anregungsmechanismen werden bei Flatterschwingungen die Kräfte, welche die Energie für die Bewegung liefern, durch die Bewegung selbst kontrolliert. Über der sogenannten kritischen Windgeschwindigkeit, wird dem Bauwerk mehr Energie zugeführt, als dieses durch Dämpfung umsetzen kann. Dadurch entsteht eine durch aerodynamische Kräfte hervorgerufene Bewegung in 2 Freiheitsgraden, wobei es sich um eine Kombination von Biege- und Torsionsschwingung handelt [156], [165]. Diese Art der Anregung stellt für Kabel ein untergeordnetes Problem dar. Flatterschwingungen sind jedoch für den Versteifungsträger und damit für die Gesamtstabilität einer Brücke maßgebend. Ein sehr bekanntes Beispiel für strukturelles Versagen durch Flatterschwingungen stellt die Tacoma Narrows Bridge dar, die 1940 vollständig zerstört wurde. Wird die Böenwirkung des Windes betrachtet, so können die daraus resultierenden Windschatteninstabilitäten (Vgl. dazu Kapitel 4.5.6) auch für Schrägkabel maßgebend werden [172].

4.5.5 Formanregung (Galloping)

Bei Formanregung handelt es sich um durch Selbstanregung entstehende Schwingungen, wenn durch Änderung der Anströmrichtung der aerodynamische Auftrieb abnimmt [165]. Der primäre Grund für diesen Schwingungsmechanismus ist eine negative Steigung der Auftriebskurve in Abhängigkeit vom Anströmwinkel α (Vgl. dazu Bild Bild 4.18) und wird durch das Den Hartog Kriterium [172] beschrieben:

$$\frac{dc_L}{d\alpha} + c_D < 0 \quad (215)$$

In diesem Zusammenhang stellt c_L den Formbeiwert des Querschnittes für den Auftrieb (Lift) dar. Dieser hat eine Größenordnung von $c_L \approx 0 - 0,3$. Die entstehenden Kräfte wirken dem Auftrieb bzw. der Windkraft entgegen. Bei der Bewegung eines Profiles quer zur Anströmrichtung entsteht eine Schräganströmung (scheinbarer Wind), die unter einem bestimmten Winkel angreift. Durch die aus der Strömungsablösung resultierende Druckverteilung sowie dem Unterdruck im Windschattenbereich ergibt sich eine Quertriebskraft die zu Schwingungen führt [143].

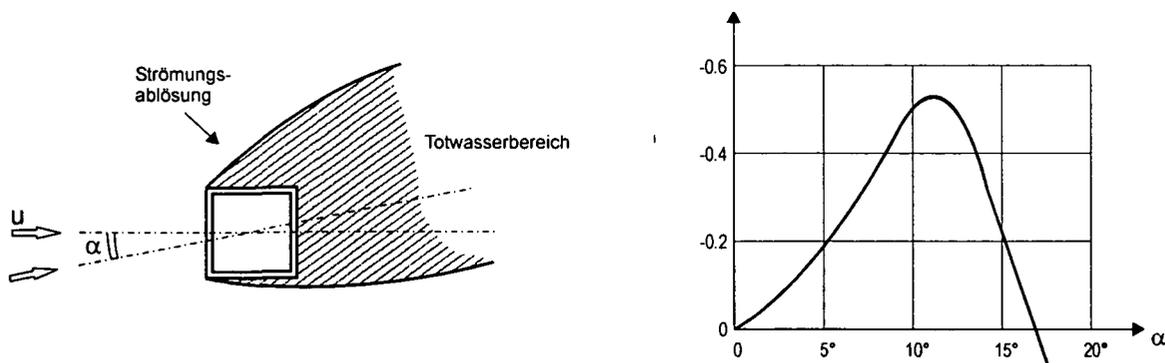


Bild 4.18 Entwicklung des Auftriebsbeiwertes c_L in Abhängigkeit vom Anströmwinkel α [165]

Verschiebungen mit großer Amplitude werden angeregt, da die Kräfte in Richtung der elastischen Rückstellkräfte entstehen. Die Amplitude der durch die Formanregung induzierten Schwingungen vergrößert sich und bleibt auf einem bestimmten Niveau bestehen. Abhilfe schafft eine Querschnittsgestaltung bei der eine ansteigende Auftriebskurve resultiert.

4.5.6 Windschatteninstabilität (Wake Instability)

Diesem Anregungsmechanismus können Nachlaufturbulenz (Resonance Buffeting) sowie Interferenzanregung (Wake Galloping) zugeordnet werden [165], [172]. Dabei handelt es sich um Schwingungen, die von benachbarten Bauwerken oder Bauteilen beeinflusst werden. Das Abströmgebiet (Leebereich) eines Körpers ist eine Zone hoher Bögigkeit, in der auch Windwirbel auftreten können. Wesentliche Parameter sind dabei der Bauteil- bzw. Bauwerksabstand, die Windrichtung sowie die Windgeschwindigkeit [172]. Im Abströmgebiet können sogar kreisförmige Querschnitte zu selbsterregten Schwingungen neigen, während Schwingungen dieser Art bei Einzelkörpern gleicher Gestalt nicht auftreten. Anfällig sind beispielsweise Schrägseilbrücken mit sehr vielen, eng liegenden Seilen, oder Brücken mit eng nebeneinanderliegenden Kabelebenen. Die beiden Phänomene Nachlaufturbulenz und Interferenzanregung können am Beispiel von zwei Kabel mit dem Durchmesser D gezeigt werden, an denen der Wind schräg (außerhalb der Kabelebene) angreift.

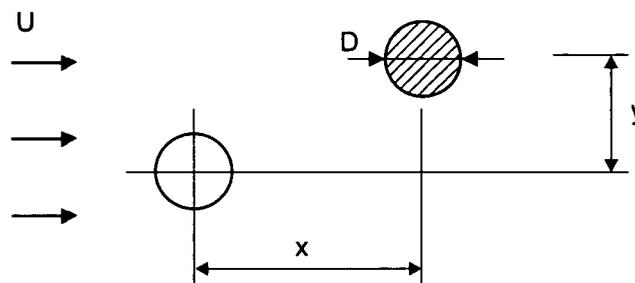


Bild 4.19 Windschatteninstabilität bei Schrägseilen [172]

- Nachlaufturbulenz: dabei ist die Frequenz der Wirbelablösung, welche am ersten Kabel erzeugt wird in Resonanz mit der Schwingung des leeseitig - im Abströmbereich - angeordneten Kabels.
- Interferenzanregung: hier kommt es zu destabilisierenden, auf- und abwärtsgerichteten Kräften im Abströmbereich des Kabels, wodurch Schwingungen am leeseitigen Kabel auftreten können. Dieser Anregungsmechanismus kann bei enger sowie bei weiter Kabelführung auftreten. Bei enger Kabelführung ist die Strömung durch aerodynamische Interferenzen zwischen beiden Querschnitten beeinflusst, wodurch auch beide Kabel zu Schwingungen angeregt werden können. Bei großen Kabelabständen $x > 10D$ wird durch die Interferenzschwingung nur das im Abströmbereich liegende Kabel beeinflusst, im ersten Kabel ist keine Störung des aerodynamischen Flusses festzustellen. Instabilitäten treten als unterer Grenzwert im Bereich zwischen $-2 \leq \frac{y}{D} \leq 2$ und $1 < \frac{x}{D} < 4$ auf, wobei nach einem anschließenden unkritischen

Bereich bei $8 < \frac{y}{D} < 20$ die Instabilität ausschließlich für den im Abströmbereich liegenden Querschnitt auftritt.

In [24] wird gezeigt, dass durch Windschatteninstabilität beträchtliche Schwingungsamplituden bei Schrägseilen induziert werden können.

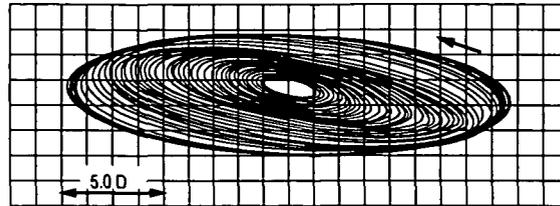


Bild 4.20 Schwingungen durch Windschatteninstabilität eines horizontal gespannten Kabels [24]

4.5.7 Regen-Wind Induzierte Schwingungen (Wind-Rain Instability)

Im Sommer des Jahres 1984 wurden an der japanischen Meiko-Nishi Schrägseilbrücke, mit einer Hauptspannweite von 405 m, während der Bauzeit Schwingungen einzelner Kabel mit relativ großer Amplitude beobachtet. Die Instabilität der Kabel trat jedoch nur in Zusammenhang mit Regen auf. Die Schwingungsamplituden betragen etwa dem zweifachen Kabeldurchmesser, die Windgeschwindigkeit lag im Bereich von 8 – 14 m/s [75]. Die ersten Messungen machten deutlich, dass die identifizierten Schwingungen keinem bekannten aerodynamischen Anregungsmechanismus zuzuordnen waren, da die Frequenzen in einer Größenordnung von 1 Hz – 3 Hz und damit weit unter der Grenzfrequenz für wirbelinduzierte Schwingungen lagen. Durch den großen Kabelabstand konnte auch Windschatteninstabilität ausgeschlossen werden. Die beobachteten Schwingungen wurden damit als neue Instabilität definiert, die bei Zusammenwirken von Regen und Wind auftreten kann [76], [106].

Der Schwingungsmechanismus setzt sich dabei aus zwei Teilen zusammen. Im ersten Schritt kommt es durch den Regen zur Bildung von Wasserläufen an der Unter- und Oberseite des Kabels. Diese Wasserläufe werden durch das Gleichgewicht zwischen Gravitation, Kapillarwirkung und aerodynamischen Kräften erzeugt und in ihrer Lage gehalten [104]. Durch diese Wasserläufe mit dem Durchmesser d die in Bild 4.21 dargestellt sind, werden die Querschnittsform des Kabels und damit auch die wirkenden dynamischen Kräfte verändert.

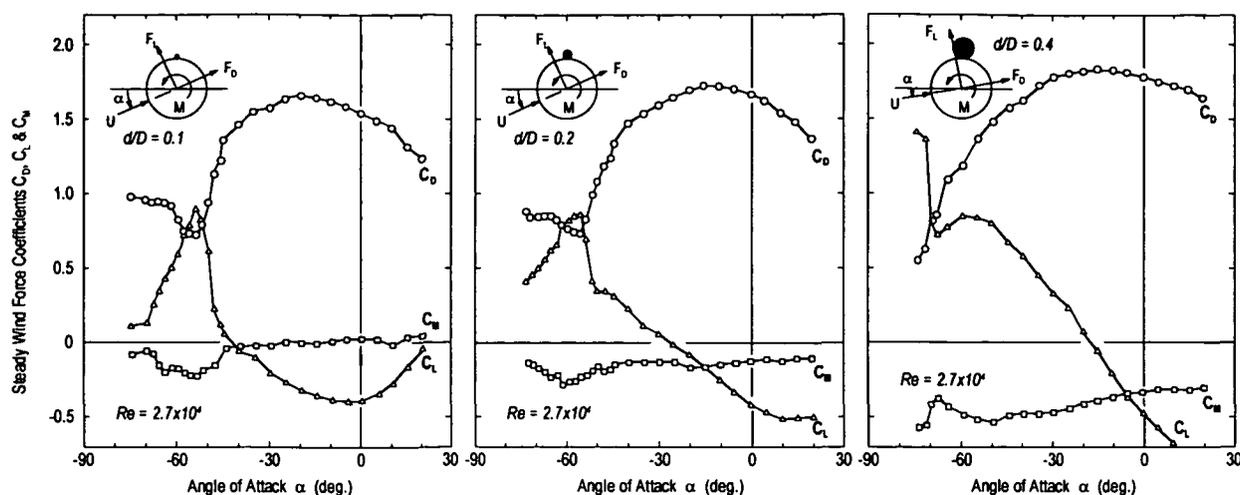


Bild 4.21 Entwicklung der aerodynamischen Beiwerte durch eine Wasserrinne am Kreisquerschnitt

Diese resultierenden Kräfte verursachen eine negative Neigung der Auftriebskurve, wodurch eine Gallopingschwingung induziert wird [108]. Zusätzlich kann es während der Gallopingschwingung zu einer Bewegung des Wasserlaufes an der Kabeloberseite in Umfangrichtung kommen, wodurch die Schwingungen noch verstärkt werden [163].

Meistens werden diese Schwingungen bei durchschnittlichen Windgeschwindigkeiten von 8 – 15 m/s und einer Neigung der Kabelebene zur Windrichtung von 20° bis 60° beobachtet. Voraussetzung für dieses Phänomen ist Wind und Regenfall mit nicht zu hoher Intensität. Die Schwingungsamplituden der Kabel liegen meist in einem Bereich von bis zu $\pm 7D$. Der Momentenbeiwert c_M liegt dabei in einer Größenordnung von $c_M \approx 0 - 0,2$ [169].

Beobachtungen und Studien aus Japan [169] zeigen, dass Regen-Wind-induzierte Schwingungen immer in einem Frequenzbereich zwischen 0,5 Hz und 3 Hz stattfinden. Dabei werden jene Kabel zu Schwingungen angeregt, deren Eigenschwingungsformen in den angegebenen Frequenzbereich fallen. Dabei wird in der Regel nur eine der möglichen Eigenformen aktiviert, wobei üblicherweise bei Schrägseilbrücken die erste bis vierte Eigenform betroffen ist. Im Gegensatz dazu ereignen sich wirbelinduzierte Schwingungen in der Regel ab der fünften Eigenform aufwärts.

Wahrscheinlich sind auch schon in der Vergangenheit zahlreiche Fälle von Regen-Wind-induzierten Schwingungen aufgetreten, allerdings wurde der zugrunde liegende Mechanismus nicht richtig erkannt. Die Schwingungen der Köhlbrand Brücke in Deutschland im Jahr 1947, der Brotonne Brücke in Frankreich und der Farø Brücke in Dänemark [93] sind mit hoher Wahrscheinlichkeit Regen-Wind-Instabilitäten zuzuordnen. Ein Großteil aller in letzter Zeit identifizierten Schwingungsprobleme sind diesem Regen-Wind-Mechanismus zuzuordnen. Anzuführen sind beispielsweise die Aratsu und Tempoan Brücke in Japan [140], die Ben Ahnin und Wandre Brücke in Belgien [25], die Glebe Island Brücke in Australien [140], die Erasmus Brücke in den Niederlanden [133] und die Burlington Brücke in den USA. Diese Instabilität ist auch bei vertikalen Hängern von Bogen- und Hängebrücken zu beachten [99], [163].

Da die Bildung einer Wasserrinne entlang der Kabeloberfläche für den Anregungsmechanismus verantwortlich ist, kann durch entsprechende Oberflächengestaltung der Hüllrohre die entstehende aerodynamische Kraft reduziert werden. Die Herstellung von Rippen oder Rillen entlang der Kabelachse, die Installation von spiralförmigen Gängen sowie die Erhöhung der Oberflächenrauigkeit wurden bereits erfolgreich getestet [113], [163].

4.5.8 Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit

Bei Schrägseilen sind neben der Grundschwingung auch die Oberschwingungen notwendig, um die dynamische Strukturantwort eines Kabels zu beschreiben. Für eine Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit eines Schrägseiles müssen die Grund- und Oberschwingungen herangezogen werden, wobei im Regelfall die ersten 15 Eigenfrequenzen bzw. ein Frequenzband von 0 – 25 Hz betrachtet werden sollten. Jeder Eigenfrequenz f_i die aus den Messdaten bestimmt werden kann ist ein Dämpfungswert ζ_i zuzuordnen.

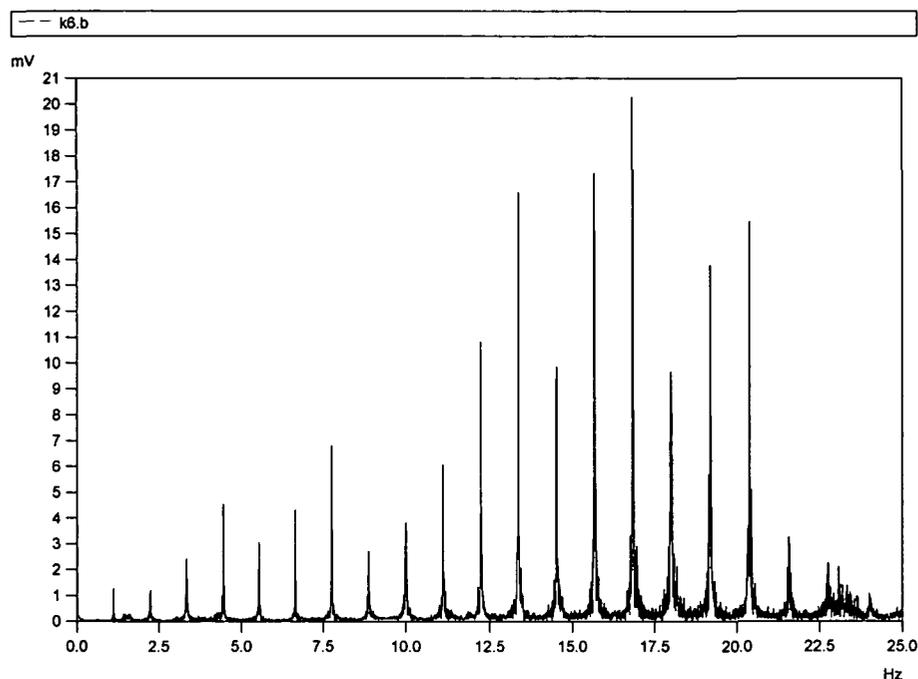


Bild 4.22 Frequenzspektrum eines Schrägseiles

Die angeführten Instabilitätskriterien können auf Grundlage der gemessenen modalen Parameter (Eigenfrequenzen und Dämpfungskoeffizienten) beurteilt werden. Dabei sind insbesondere Galloping- und Regen-Wind-induzierte Schwingungen hervorzuheben. Für die Abschätzung stellen zum einen der Dämpfungskoeffizient ζ (oder das logarithmische Dämpfungsdekrement Λ) und zum anderen die Scruton-Zahl S_c maßgebende Kriterien dar.

Für eine korrekte Beurteilung ist für jede Eigenschwingungsform i eine zugehörige Scruton-Zahl $S_{c,i}$ zu ermitteln (Vgl. dazu Kapitel 4.5.2),

$$S_{c,i} = \frac{\zeta_i \cdot \mu}{\rho \cdot D^2} \quad (216)$$

wobei ζ_i dem zur Eigenfrequenz f_i zuordenbaren Dämpfungskoeffizient (bzw. dem zur Eigenfrequenz zugehörige logarithmische Dämpfungsdekrement Λ_i) und μ dem Kabelgewicht je Längeneinheit in [kg/m], ρ der Dichte der Luft (Normalfall $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$) und D dem Kabeldurchmesser entspricht. Die kritische Scruton-Zahl $S_{c,crit}$ des untersuchten Kabels ist das Minimum aller Scruton-Zahlen $S_{c,i}$:

$$S_{c,crit} = \min(S_{c,i}) \quad (217)$$

Bezüglich der Beurteilung gegenüber Regen-Wind-induzierter Schwingungen kann die Scruton-Zahl als Kriterium angewendet werden. Bei Berechnungen basierend auf dem Dämpfungskoeffizient ζ_i ist bei Werten von $S_{c,crit} > 10$ das untersuchte Kabel hinsichtlich Regen-Wind-induzierter Schwingungen als nicht anfällig einzustufen [105]. Wird die Berechnung der Scruton-Zahl mit dem logarithmischen Dämpfungsdekrement durchgeführt, so sind Kabel mit Werten von $S_{c,crit} > 120$ als unempfindlich anzusehen. Die Abschätzung der Scruton-Zahl auf Basis des Dämpfungskoeffizienten ζ_i stellt jedoch die in der Praxis gebräuchlichere Methode dar. Bei der Beurteilung eines Kabels hinsichtlich Regen-Wind-induzierter Phänomene sind daher immer das Berechnungsverfahren sowie die zugrunde gelegten Parameter zu beachten. Für Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit (Vgl. dazu Kapitel 5.2) wird das in der Praxis gebräuchlichere Verfahren auf Basis der Dämpfungskoeffizienten angewendet.

Die Gallopinganfälligkeit eines Schrägseiles kann auf Basis der kritischen Windgeschwindigkeit v_{cr} beurteilt werden, die der regional auftretenden maximalen Windgeschwindigkeit v_{max} gegenüber gestellt wird. Liegt die kritische Windgeschwindigkeit des Seiles unter der maximalen Windgeschwindigkeit so ist keine ausreichende Sicherheit hinsichtlich Unterdrückung von Gallopingsschwingungen gegeben. Das Instabilitätskriterium wird experimentell bestimmt und kann folgendermaßen angenähert werden [103],

$$v_{cr,i} \approx 35 \cdot f_i \cdot D \cdot \sqrt{S_{c,i}} \quad (218)$$

wobei $v_{cr,i}$ der kritischen Windgeschwindigkeit, f_i der i -ten Eigenfrequenz des Schrägseiles und D dem Kabeldurchmesser entspricht. Die kritische Windgeschwindigkeit v_{cr} des untersuchten Kabels ist das Minimum aller kritischen Windgeschwindigkeiten $v_{cr,i}$

$$v_{cr} = \min(v_{cr,i}) \quad (219)$$

Nach [172] kann das Kriterium aus Gleichung (218) für Fälle angewendet werden, bei denen der Winkel β zwischen mittlerer Windrichtung und Kabelebene klein ist und der Winkel θ zwischen Kabelachse und Strömungsrichtung des Windes entlang der Geländeoberfläche zwischen 30° und 60° liegt (siehe dazu Bild 4.23). Für die meisten baupraktisch auftretenden Fälle ist diese Beurteilung daher zulässig.

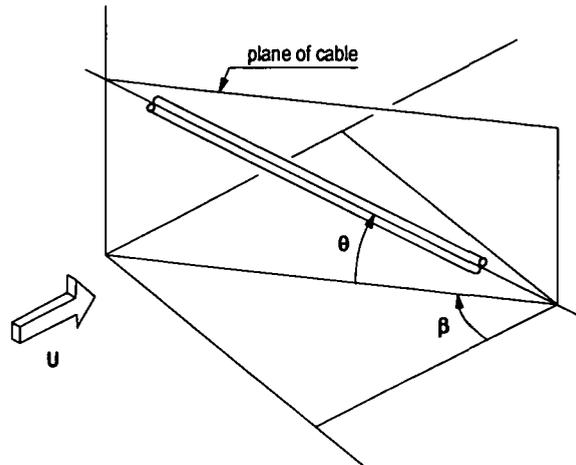


Bild 4.23 Abgrenzung des Instabilitätsbereiches für Galloping von Kabel

Werden die Eigenfrequenzen f_i sowie die zugehörigen logarithmischen Dämpfungsdekremente Δ_i eines Kabels durch dynamische Messungen bestimmt, kann durch Anwendung der Gleichungen (216) und (218) jedes Kabel auf seine Schwingungsanfälligkeit bezogen auf die einzelnen Eigenschwingungsformen untersucht werden. Ist durch die Beurteilung eine Anfälligkeit bestimmter Kabel festzustellen bzw. werden Schwingungen an einzelnen Kabeln beobachtet, so können gezielt Gegenmaßnahmen eingeleitet werden. Dabei sind Kabelverbindungsdrähte oder externe Dämpfer geeignete Verfahren um die Dämpfung zu erhöhen oder das schwingungsfähige System zu verändern. Da bei Schrägseilbrücken aus einer großen Anzahl von Kabel meist nur wenige von Schwingungsproblemen betroffen sind, ist es sinnvoll zuerst durch Messung eine Beurteilung zu erstellen, bevor präventiv kostspielige Maßnahmen gesetzt werden.

4.5.9 Indirekte Anregung von Schrägseilen

Die zuvor beschriebenen Anregungsmechanismen lassen sich auf die direkte Wirkung von Wind oder die Kombination aus Wind und Regen auf Kabel zurückführen. Kabelschwingungen wurden bisher ausschließlich als ein vom Tragwerk isoliertes Problem betrachtet. Dabei ist jedoch zu beachten, dass sich zwischen dem Tragwerk, dem Pylon und den Kabeln Wechselwirkungen (Interaktionen) einstellen, die bei einer isolierten Betrachtung des Kabels nicht erfasst werden. So können Schwingungen von Kabeln über die Verankerungspunkte ausgelöst werden, wobei die Bewegungen der Ankerpunkte den Schwingungen des Versteifungsträgers oder des Pylons entsprechen.

Die Anregung des Kabels ist dabei unabhängig von der Schwingungsursache der Kabelverankerungspunkte. Für Schwingungen des Versteifungsträgers und des Pylons sind meist Verkehrslasten oder Erdbeben als maßgebende Anregungsquellen anzuführen. Wird durch ankerseitige Bewegung eine Energieübertragung auf das Kabel durchgeführt, können bereits sehr geringe Oszillationen der Auflager zu beträchtlichen Schwingungsamplituden bei den Schrägseilen führen [30]. Entsprechend [58] können diese Amplituden bis zu 30 mal größer sein als die Bewegungsamplituden an den Verankerungspunkten.

Wird beispielsweise am unteren Verankerungspunkt eine vertikale Schwingung des Versteifungsträgers betrachtet, so kann diese in Bewegungskomponenten in Kabelachse u_N sowie normal auf diese u_V zerlegt werden. Die Anregung des Schrägseiles in Richtung der Kabelachse wird als parametrische Anregung [97], die Schwingung normal zur Kabelachse als externe Anregung [149] bezeichnet.

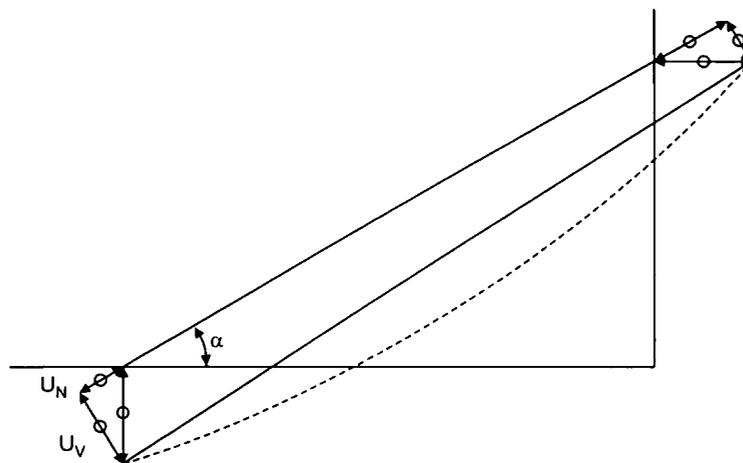


Bild 4.24 Anregungsmechanismen an einem Kabel

Entspricht beispielsweise die i -te Eigenfrequenz des Kabels $f_{i,Kabel}$ einer maßgebenden Biege- oder Torsionsschwingung des Versteifungsträgers, welche als Anregungsfrequenz $f_{i,TW}$ wirkt ($f_{i,TW} = f_{i,Kabel}$), können durch die externe Anregung beträchtliche Schwingungsamplituden ausgelöst werden. Eine Beurteilung solcher Resonanzeffekte kann durch einen Vergleich von Bauwerks- und Kabelfrequenzen erfolgen. Da die maßgebenden Schwingungsformen des Tragwerkes auch im Frequenzspektrum des Kabels identifizierbar sind, ist meist eine Untersuchung der Kabelspektren ausreichend. Allfällige Schwingungsprobleme äußern sich durch dicht beieinanderliegende Eigenfrequenzen zwischen Versteifungsträger und Schrägseil.

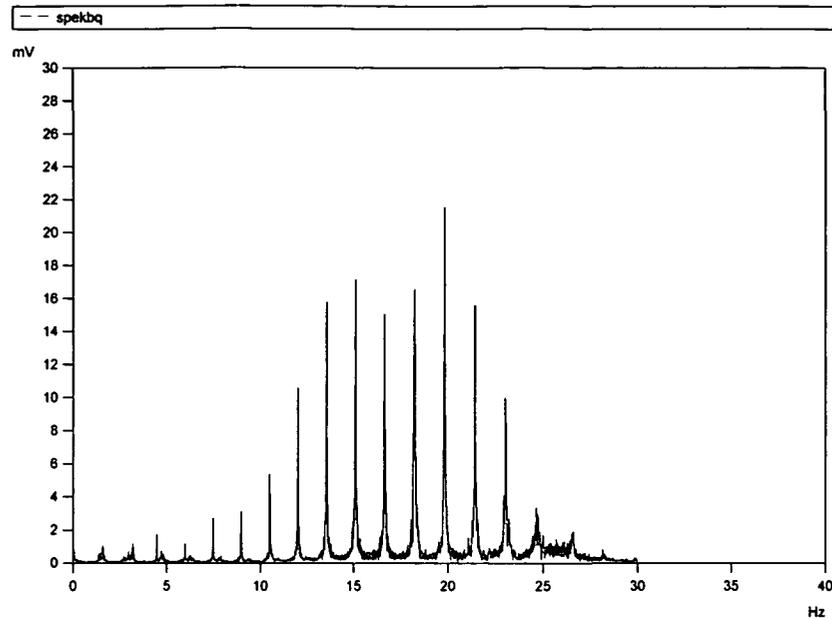


Bild 4.25 Mehrfachspitzen ($\approx 1 - 10$ Hz) im Kabelspektrum durch externe Anregung (Resonanz)

Erfolgt eine periodische Kraftwirkung in Achsrichtung u_N auf das Kabel entsprechend Bild 4.24, welche durch eine Schwingung des unteren Kabelverankerungspunktes hervorgerufen wird, kann eine unerwünschte Anregung des Schrägseiles hervorgerufen werden. Das Kabel beginnt sehr ausgeprägt in seiner zweiten Eigenfrequenz zu schwingen, wobei dieses Phänomen als parametrische Anregung bezeichnet wird ($f_{1,TW} = f_{2,Kabel} = 2f_{1,Kabel}$) [97], [101], [147], [148].

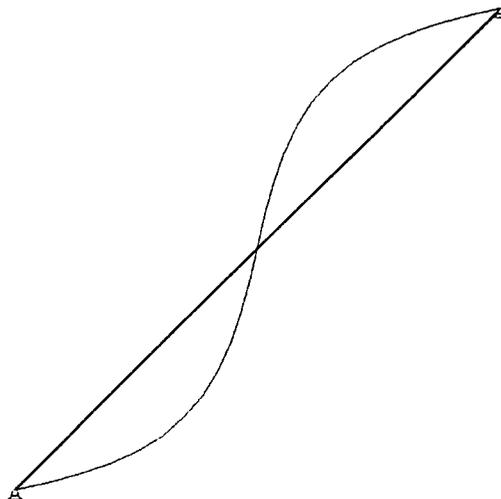


Bild 4.26 Zweite Eigenschwingungsform des Schrägseilen in Kabelebene

5 Dynamische Messungen an Schrägseilen

5.1 Auswerteverfahren

Der Beschleunigungs- (oder Geschwindigkeits-) Zeitverlauf eines unter ambienter Erregung (Vgl. dazu Kapitel 3.8.2) schwingenden Kabels ist Grundlage des im folgenden Abschnitt beschriebenen Auswerteverfahrens, das im Rahmen von BRIMOS implementiert wird. Für die Untersuchungen an den in Bild 5.7 gezeigten Schrägseilbrücken werden hochempfindliche, dreidimensional messende Beschleunigungsaufnehmer FBA-23 (Forced Balanced Accelerometer) von Kinematics [193] eingesetzt, die durch Kabel mit dem Datenlogger zur Aufzeichnung der Messdaten verbunden sind. Die Sensoren weisen eine Sensibilität von 10^{-6} g auf und decken einen Frequenzbereich zwischen 0 und 50 Hz zuverlässig ab. Das Messprinzip der Sensoren basiert auf Induktion, wobei für jede messbare Raumrichtung ein schwingend gelagertes Masseplättchen angeordnet ist. Dieses befindet sich in einem magnetischen Feld, das durch eine Spule erzeugt wird [193]. Beginnt dieses Plättchen zufolge einer äußeren Anregung im Magnetfeld zu schwingen, wird eine der Vibration proportionale Spannung induziert, die als Messsignal erfasst wird.

Für die Identifizierung des Schwingungsverhaltens des Schrägseiles ist der Sensor auf dem Objekt zu befestigen (Vgl. dazu Abschnitt 3.8.3.2). Bei der Anwendung von Befestigungseinrichtungen wie Konsolen, entsprechend Bild 5.1, ist deren Eigenschwingungs- und Dämpfungsverhalten zu beachten. Dieses muss außerhalb des für die Untersuchung maßgebenden Frequenzbereiches liegen um Störungen zu vermeiden.

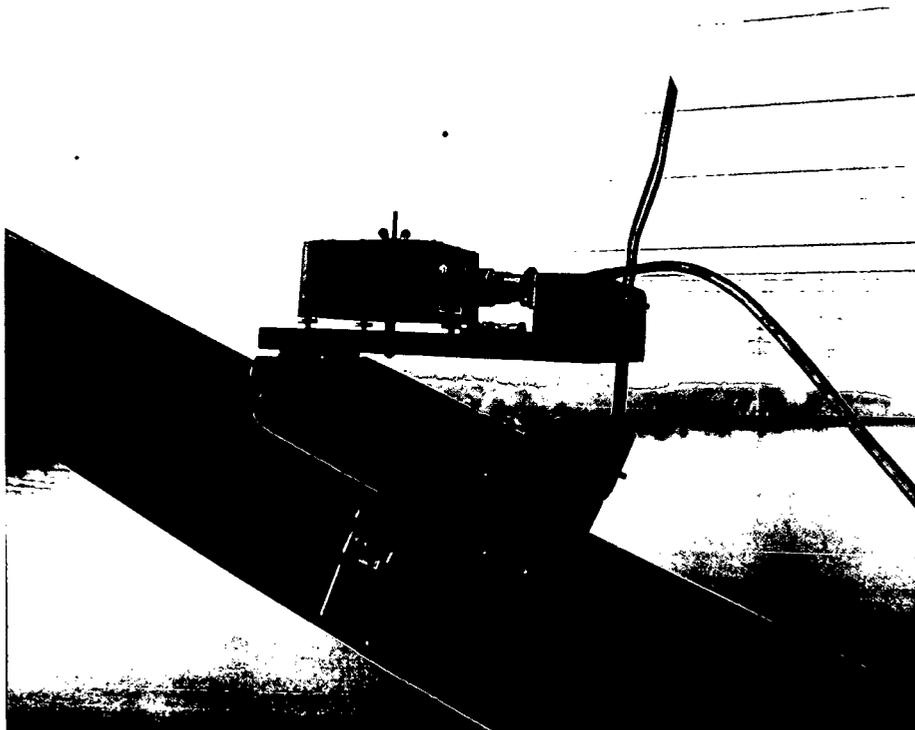


Bild 5.1 Beschleunigungssensor FBA-23 des BRIMOS-Systems auf einem Schrägseil

Die Abtastrate des Sensors (Samplingrate) ist in Abhängigkeit von der höchsten gemessenen Zielfrequenz zu wählen, wobei dieser Maximalwert der halben Abtastfrequenz entspricht. Der übliche Frequenzbereich für Untersuchungen von Schrägseilbrücken liegt zwischen 0 und 50 Hz, wodurch eine minimale Abtastrate von 100 Hz erforderlich ist. Die Anzahl der Datenpunkte einer Messdatei ist in Hinblick auf die Fast-Fourier-Transformation abzustimmen (Vgl. dazu Kapitel 3.3.2.2), wobei bei 33.000 Datenpunkten ($2^{15} = 32.768$) und 100 Hz Abtastung eine Messdauer von 330 Sekunden resultiert und als untere Grenze angesehen werden kann. Als übliche Regel hat sich für ambiente Messverfahren eine Aufzeichnungslänge von etwa tausendfacher Periodendauer der Grundschwingung etabliert. Die Abszisse des aufgezeichneten Signals (Vgl. dazu Bild 5.2) entspricht der Zeitachse, die Ordinate entspricht der gemessenen Beschleunigung in Volt. In Abhängigkeit von dem eingesetzten Sensor ist der Übertragungsfaktor zu berücksichtigen, wobei im Fall des FBA-23 eine Beschleunigung von $9,81 \text{ m/s}^2 = 2,5 \text{ V}$ [193] entspricht.

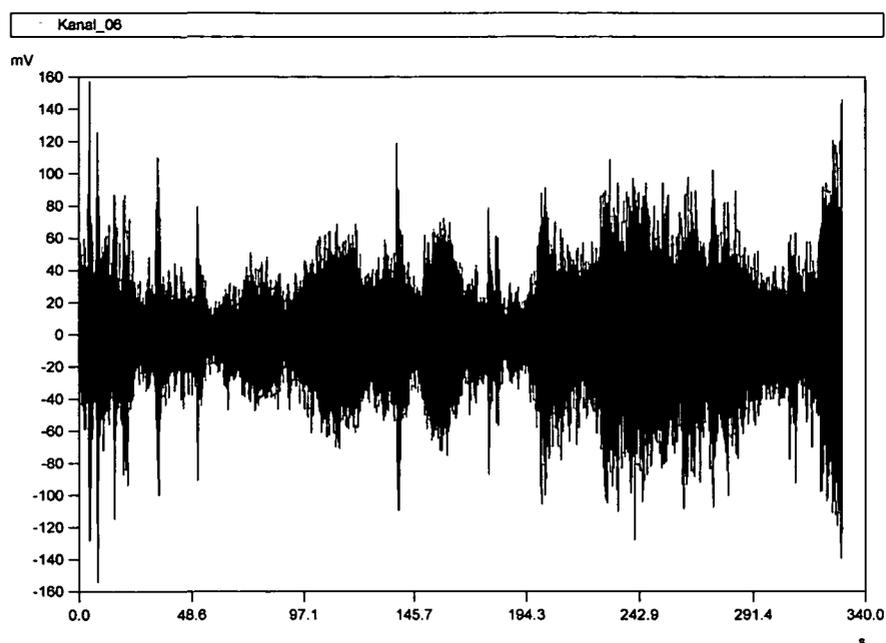


Bild 5.2 Beschleunigungssignal eines Schrägseiles unter ambienter Anregung

In der beschriebenen Implementation wird der klassische Algorithmus nach Cooley und Turkey [23] in der Basis-2-Form benutzt. Die FFT ist ein Spezialfall der allgemeinen diskreten Fourier-Transformation (Vgl. dazu Kapitel 3.3.2.2). In diesem wird ausgenutzt, dass die Länge des vorliegenden Datensatzes eine Zweierpotenz 2^n darstellt. Das von der FFT erzeugte Spektrum gibt die Größen und Phasen der im Signal enthaltenen Harmonischen an. Bei den Frequenzspektren handelt es sich um ein Signal mit Betrag und Phaseninformation [42]. Bei der Darstellung wird als Abszisse des Spektrums stets Hz gewählt. Die Ordinate des Betrages entspricht der des Datensatzes und damit Volt oder m/s^2 . Die Phase wird in Grad angegeben (Vgl. dazu Bild 5.3). Die Werte des Spektrums sind nach ihrer Frequenz geordnet. Der erste Wert gehört zur Frequenz 0 und entspricht dem Mittelwert des Signals. Dabei wird ein diskretes Spektrum erstellt, wobei nur jene Frequenzen berechnet werden, bei denen eine ganzzahlige Anzahl von Perioden innerhalb des Berechnungsintervalls liegen.

Ein wichtiges Prinzip in diesem Zusammenhang ist, dass ein diskretes Spektrum das Ergebnis eines periodischen Signals darstellt. Bei der Berechnung des Spektrums wird das Signal so interpretiert, als wäre es mehrfach aneinandergereiht. Stellt das Signal einen einzigen Impuls dar, so wird nicht das Spektrum dieses einmaligen Impulses, sondern das einer Kette von Impulsen berechnet [42]. Dieses periodische Aneinanderreihen macht sich besonders bemerkbar, wenn keine ganze Zahl von Perioden eines Signals vorliegen. Enthält ein Datensatz beispielsweise 3,5 Perioden einer sinusförmigen Schwingung, so wird als Spektrum eine einzige Resonanzspitze erwartet. Wird nun bei der FFT dieses Signal periodisch fortgesetzt, so ergibt sich insgesamt kein sinusförmiger Verlauf, da die einzelnen Abschnitte nicht lückenlos aneinandergereiht werden können. Im Spektrum werden in Folge zahlreiche Frequenzspitzen angezeigt, die in der Nähe der tatsächlichen Eigenfrequenz der Schwingung besonders ausgeprägt sind.

Um diesem Nachteil zu begegnen können zwei Methoden eingesetzt werden. Die erste Möglichkeit ist, vor der Berechnung des Spektrums einen geeigneten Zeitausschnitt zu wählen, der eine ganze Anzahl von Perioden des Signals enthält. Bei einem weißen Rauschen als Eingangssignal (Vgl. dazu Kapitel 3.8.2) ist dieses Kriterium jedoch nur schwer zu erfüllen. Zielführend ist es, eine ausreichend große Restzeit vorzusehen, wobei der Datensatz bis zur nächsten 2-er Potenz erweitert und durch Nullen ergänzt wird. Die andere weit praktischere Möglichkeit ist die Anwendung einer sogenannten Fensterfunktion [42]. Diese gewichtet die Werte eines Datensatzes unterschiedlich stark, wobei die Randwerte schwach und die mittleren Werte stark bewertet werden. Das sogenannte Rechteckfenster bewertet alle Werte gleich. Die Beurteilung ist in der Reihenfolge Hanning-, Hamming-, Blackman- und Blackman/Harris-Fenster ansteigend [42].

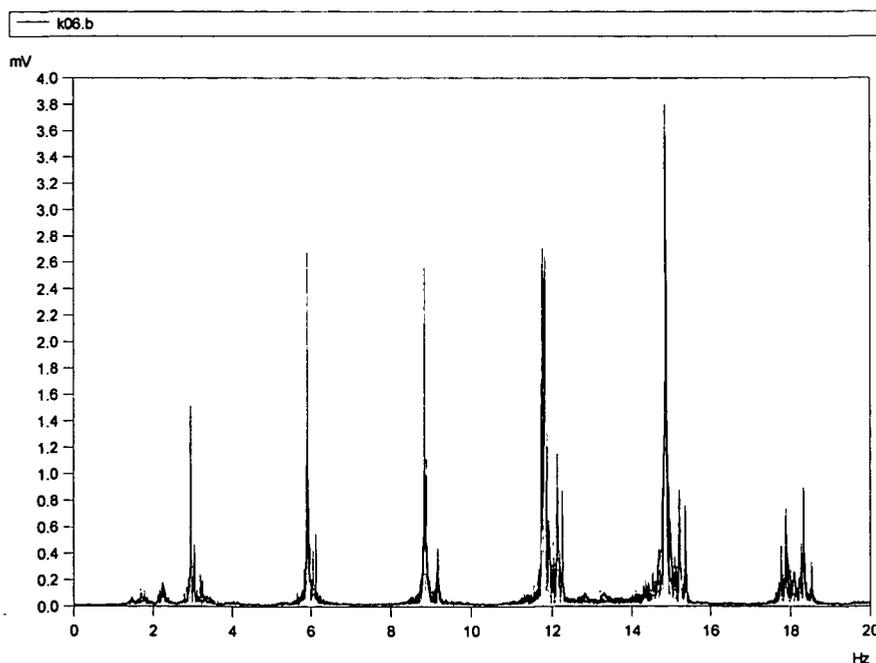


Bild 5.3 Diskretes Frequenzspektrum eines Schrägseiles nach der FFT

Beträgt die Länge des Datensatzes keiner Zweierpotenz, so wird dieser auf die nächstkleinere Zweierpotenz abgeschnitten. Die hier implementierte FFT liefert nur die positive Seite des Spektrums. Bei den vorliegenden reellen Datensätzen ist das Spektrum stets konjugiert komplex symmetrisch. Hat der übergebene Datensatz 2^n Punkte, so hat das erzeugte Spektrum $2^{n-1}+1$ Punkte. Da der erste und letzte Wert (Mittelwert und höchste Oberwelle) stets reell sind, die anderen Spektrallinien aber komplex, folgt, dass im Spektrum genauso viele signifikante Zahlen enthalten sind wie im Datensatz [42]. Durch die im Programm implementierte Messfunktion können die Eigenfrequenzen exakt und sehr rasch bestimmt werden.

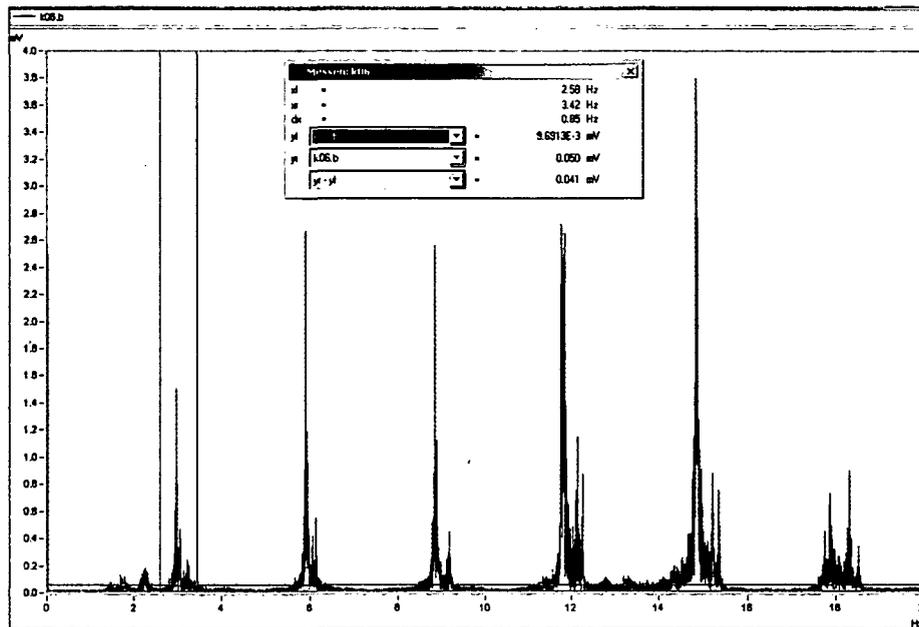


Bild 5.4 Anwendung der Messfunktion bei einem Frequenzspektrum

Der nächste Schritt der Auswertung bezieht sich auf die Bestimmung der zu den Eigenfrequenzen zugehörigen Dämpfungskoeffizienten. Grundlage des hier beschriebenen Verfahrens ist die Bestimmung von Dämpfungskoeffizienten durch Anwendung des Bandbreitenansatzes entsprechend Gleichung (107). Anzumerken ist, dass die auf diese Weise berechneten Dämpfungskoeffizienten lediglich eine Näherung darstellen und keine Korrelation zu hochentwickelten Auswerteverfahren zeigen. Zur Abschätzung aussagekräftiger und zuverlässiger Werte sind ausgereifte Systemidentifikationsmethoden (SSI und RDT) zu bevorzugen. Dazu kann das berechnete komplexe Frequenzspektrum durch eine Glättung bearbeitet werden, indem über ein gewisses Frequenzintervall gemittelt wird. Die Breite dieses Intervalls kann frei gewählt werden [42], wobei sich für Schrägseile ein Glättungswert von 0 Hz (ungeglättetes Signal) bis maximal 0,1 Hz als zielführend herausgestellt hat. Je größer die Intervallbreite gewählt wird, umso deutlicher wird der Glättungseffekt. Es ist jedoch zu beachten, dass relevante Information bei zu starker Glättung der Signale unterdrückt wird. Nach Möglichkeit sollte immer versucht werden, Dämpfungskoeffizienten von ungeglättetem Signal zu ermitteln.

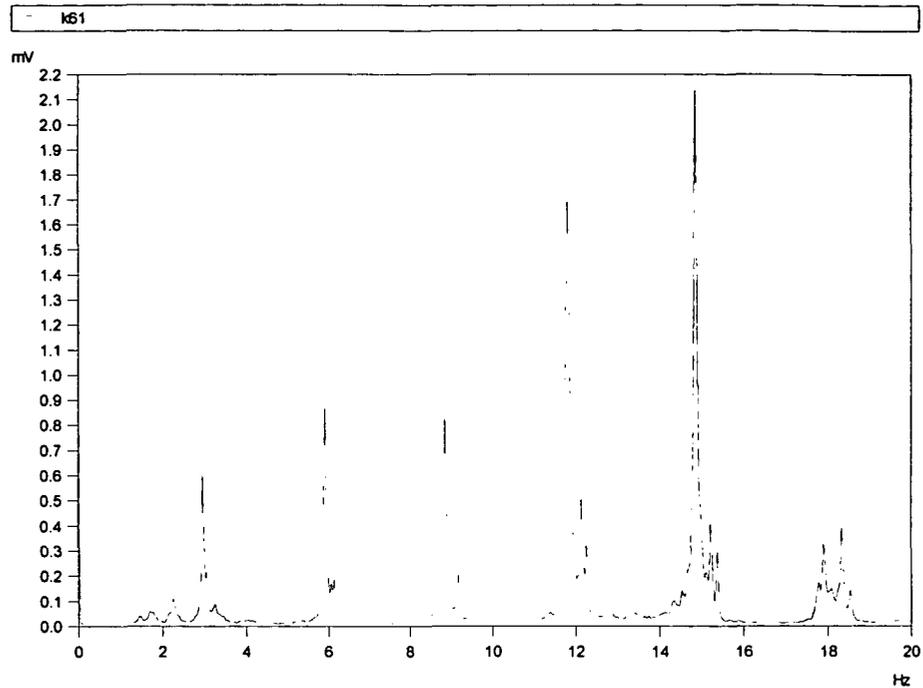


Bild 5.5 Geglättetes Frequenzspektrum eines Schrägkabels

Die zuvor beschriebene Methode kann entsprechend Bild 5.6 zu einem Flussdiagramm zusammengefasst werden. Dieser Vorgang ist der erste Schritt für die genaue Beurteilung der Kabel und repräsentiert den derzeitigen Stand der Technik. Die Methode ist auch im System BRIMOS implementiert.

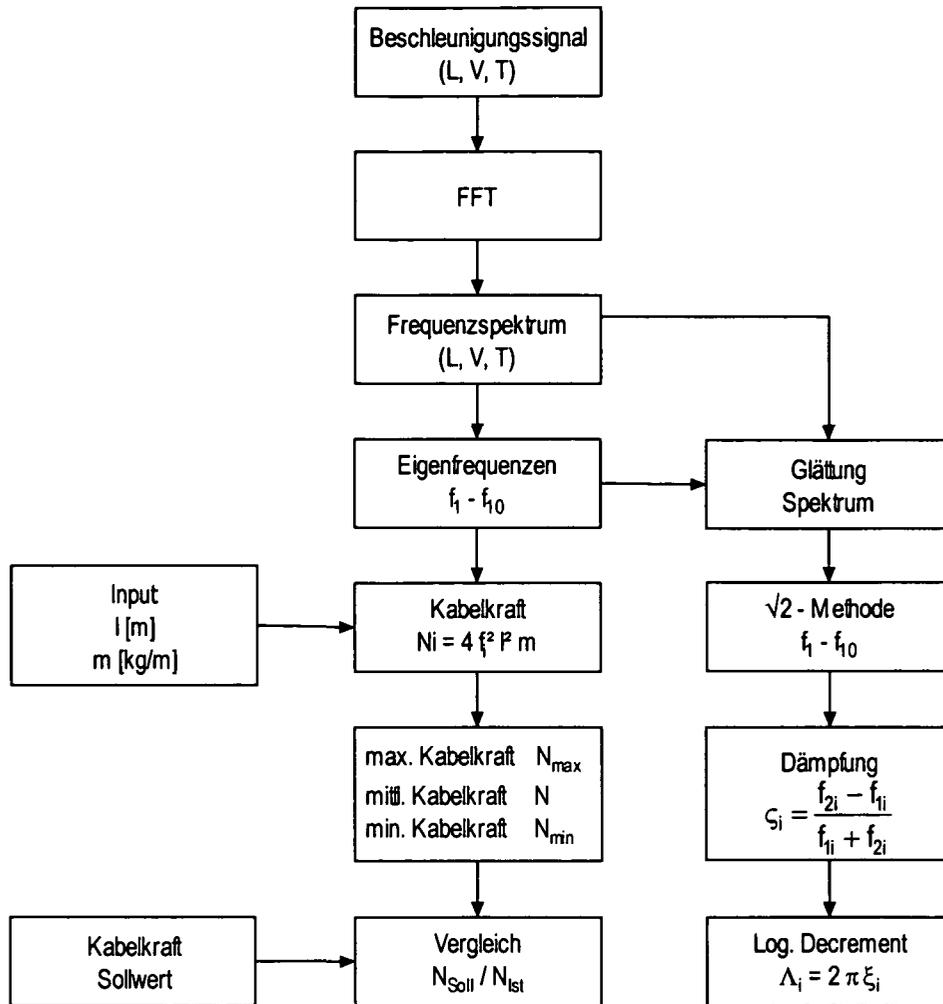


Bild 5.6 Flussdiagramm für die Kabelauswertung entsprechend dem Stand der Technik

Während es vor einigen Jahren üblich war, die wirksame Kabelkraft ausschließlich auf Basis der ersten Eigenfrequenz f_1 zu bestimmen, zeigte sich bald, dass dieses Verfahren zu ungenauen Ergebnissen brachte. Zufriedenstellende Ergebnisse werden in den letzten Jahren durch Anwendung der beiden folgenden Ansätze erzielt, wobei die Eigenfrequenz f als Eingangsparameter der Berechnung wie folgt ermittelt wird:

- Ansetzen der halben zweiten Eigenfrequenz ($f_2/2$) als Eingangsparameter der Berechnung, wodurch die Genauigkeit der Kraftbestimmung bereits deutlich verbessert wird. (Vgl. dazu Kapitel 6.2).
- Bestimmung eines arithmetischen Mittelwertes, aus den ersten fünf oder zehn identifizierten Eigenfrequenzen, welcher der Kraftbestimmung zu Grunde zu legen ist. Diese Methode wird für die in dieser Arbeit beschriebenen Tragwerke angewendet, wobei auch bei hohen Kabelkräften fallweise Fehler in der Größenordnung von $\pm 5\%$ zur tatsächlichen Kabelkraft festzustellen sind. Forschungsbedarf ist daher im Zusammenhang mit der Erhöhung der Genauigkeit bei der Kraftbestimmung gegeben.

In Tabelle 5.1 ist die Berechnung der wirksamen Kabelkraft aus den gemessenen Eigenfrequenzen exemplarisch dargestellt. Dabei werden der Abschätzung die ersten vier Eigenfrequenzen zugrunde gelegt, wobei die freie Schwingungslänge des Kabels sowie das Gewicht je Längeneinheit zu berücksichtigen sind (Vgl. dazu Kapitel 3.6). Aus den einzelnen gemessenen Eigenfrequenzen kann in Folge je ein Kabelkraftwert bestimmt werden, wobei sich aus diesen Werten ein Maximal-, ein Minimal- und ein repräsentativer Mittelwert errechnen lässt. Dieser wird mit dem aus der statischen Berechnung bekannten Sollwert verglichen und die Abweichung bestimmt.

Kabelnummer	f1 gemessen	f2 gemessen	f3 gemessen	f4 gemessen	Freie Schwingungslänge	μ Gesamt	Kraft F1 aus f1	Kraft F2 aus f2	Kraft F3 aus f3	Kraft F4 aus f4	min. Kabelkraft	max. Kabelkraft	Mittlere Kabelkraft gemessen	Kabelkraft, Sollwert	Verhältnis Gem/Soll
[-]	[Hz]	[Hz]	[Hz]	[Hz]	[m]	[kg/m]	[kN]				[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
							Gleichung (131)								

Tabelle 5.1 Bestimmung der Kabelkraft aus den dynamischen Messungen

Da ein reales Kabel sehr deutlich von diesem Gedankenmodell abweicht, ist eine genaue Berechnung der Kabelkraft aufwändiger. Insbesondere ist die Biegesteifigkeit der Schrägseile von Bedeutung, da diese entscheidenden Einfluss auf die Eigenfrequenzen ausüben kann.

5.2 Beschreibung der untersuchten Tragwerke

Für die Erstellung dieser Arbeit wurden zahlreiche Messungen an Schrägseilbrücken im In- und Ausland durchgeführt, um eine umfangreiche Datenbank aufzubauen. Es wurden alle maßgebenden Schrägseilbrücken in Österreich untersucht, wodurch Erfahrungen bezüglich der unterschiedlichsten Kabeltypen und Tragsysteme abgeleitet werden konnten.

Tabelle 5.2 zeigt die wichtigsten Parameter der beurteilten Schrägseilbrücken. In Bild 5.7 ist die Lage der jeweiligen Brücke in einer Übersichtskarte dargestellt, die gemessenen Objekte sind in Bild 5.7 skizziert, um einen Eindruck über das ausgeführte statische System zu gewinnen.

Name	Land	Hauptspannweite	Kabeltyp	# der Kabel	Grundfrequenz Tragwerk
Donaustadtbrücke	Österreich	186,00	Monolitzenkabel	20	0,58 Hz
Donaubrücke Hainburg	Österreich	228,00	Vollverschlossen	8	0,52 Hz
Jedlseebrücke	Österreich	100,00	Vollverschlossen	16	1,03 Hz
Kaisermühlensteg	Österreich	80,60	Vollverschlossen	24	1,14 Hz
Kao-Ping-Hsi Brücke	Taiwan	330,00	Monolitzen	60	0,27 Hz
Pylonbrücke Ludwigshafen	Deutschland	279,50	Vollverschlossen	38	0,49 Hz
Donaukanalbrücke	Österreich	119,00	Vollverschlossen	64	0,86 Hz
Olympic Grand Bridge	Korea	150,00	Monolitzen	48	0,66 Hz
Donaukanalbrücke Spittelau	Österreich	67,00	Monolitzenkabel	32	1,39 Hz
Donaubrücke Steyregg	Österreich	161,20	Vollverschlossen	4	0,64 Hz
Donaubrücke Tulln	Österreich	176,75	Monolitzenkabel	60	0,52 Hz
Voestbrücke Linz	Österreich	215,00	Vollverschlossen	6	0,45 Hz
Lechbrücke Vils	Österreich	62,00	Monolitzenkabel	8	1,44 Hz
Innbrücke Hall-West	Österreich	83,00	Zügelgurte	4	1,68 Hz
Sancho-El-Major Brücke	Spanien	146,30	Vollverschlossen	140	0,63 Hz
Gi-Lu Brücke	Taiwan	120,00	Monolitzen	68	0,46 Hz
Grünhaufenbrücke	Österreich	40,50	Monolitzenkabel	8	2,17 Hz
Pernerstorfersteg	Österreich	54,00	Vollverschlossen	10	1,39 Hz

Tabelle 5.2 Auflistung der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Brücken

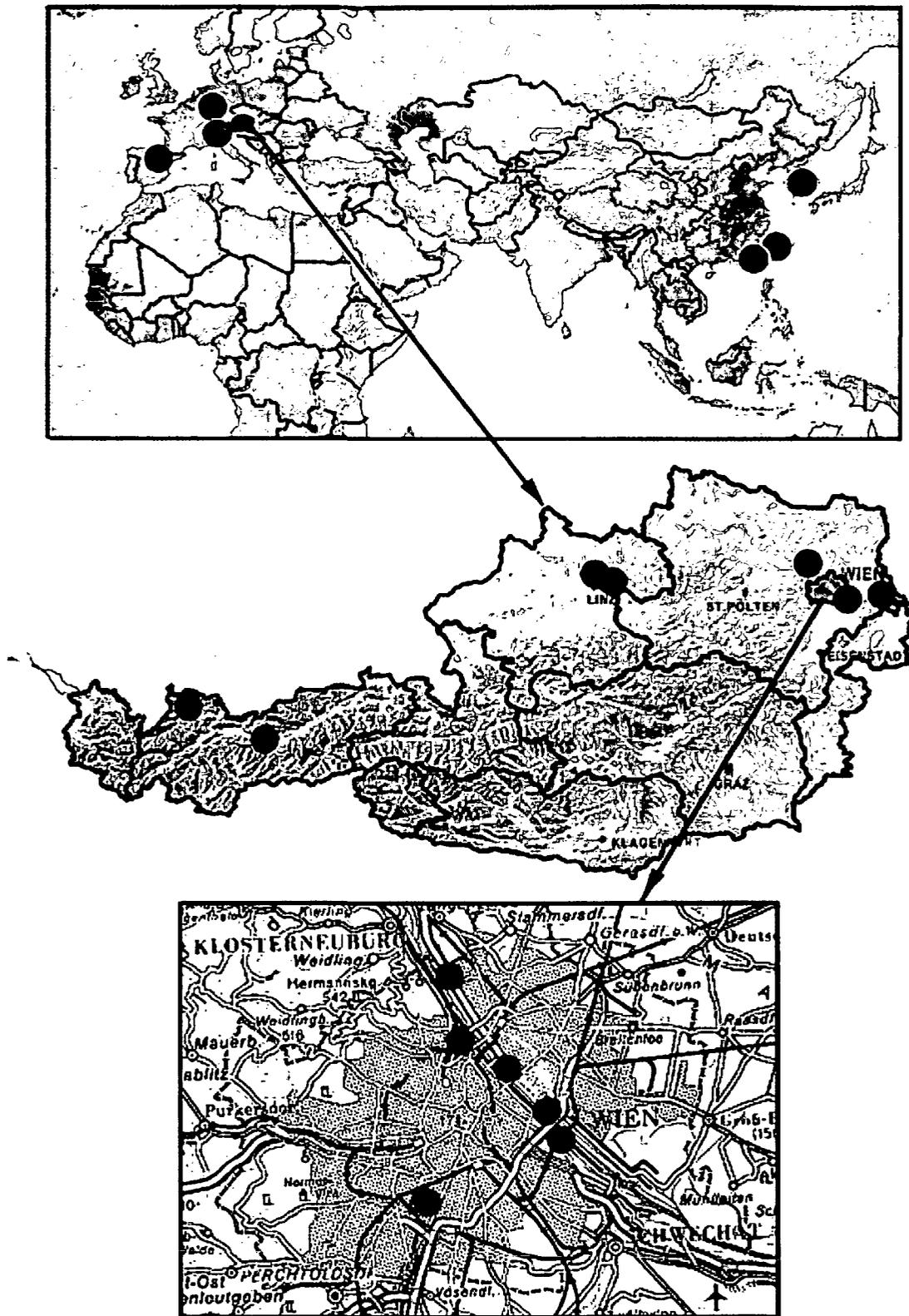
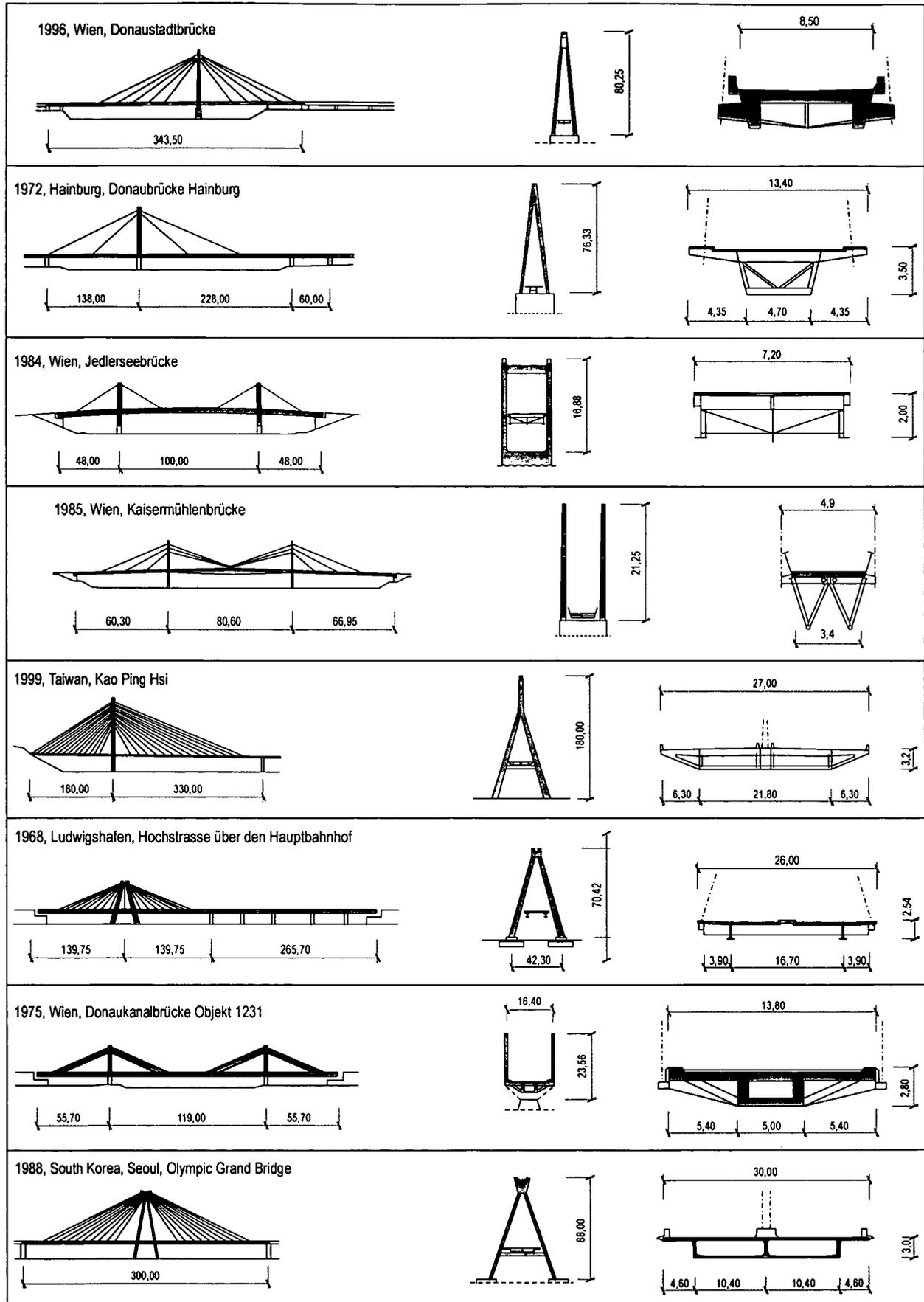
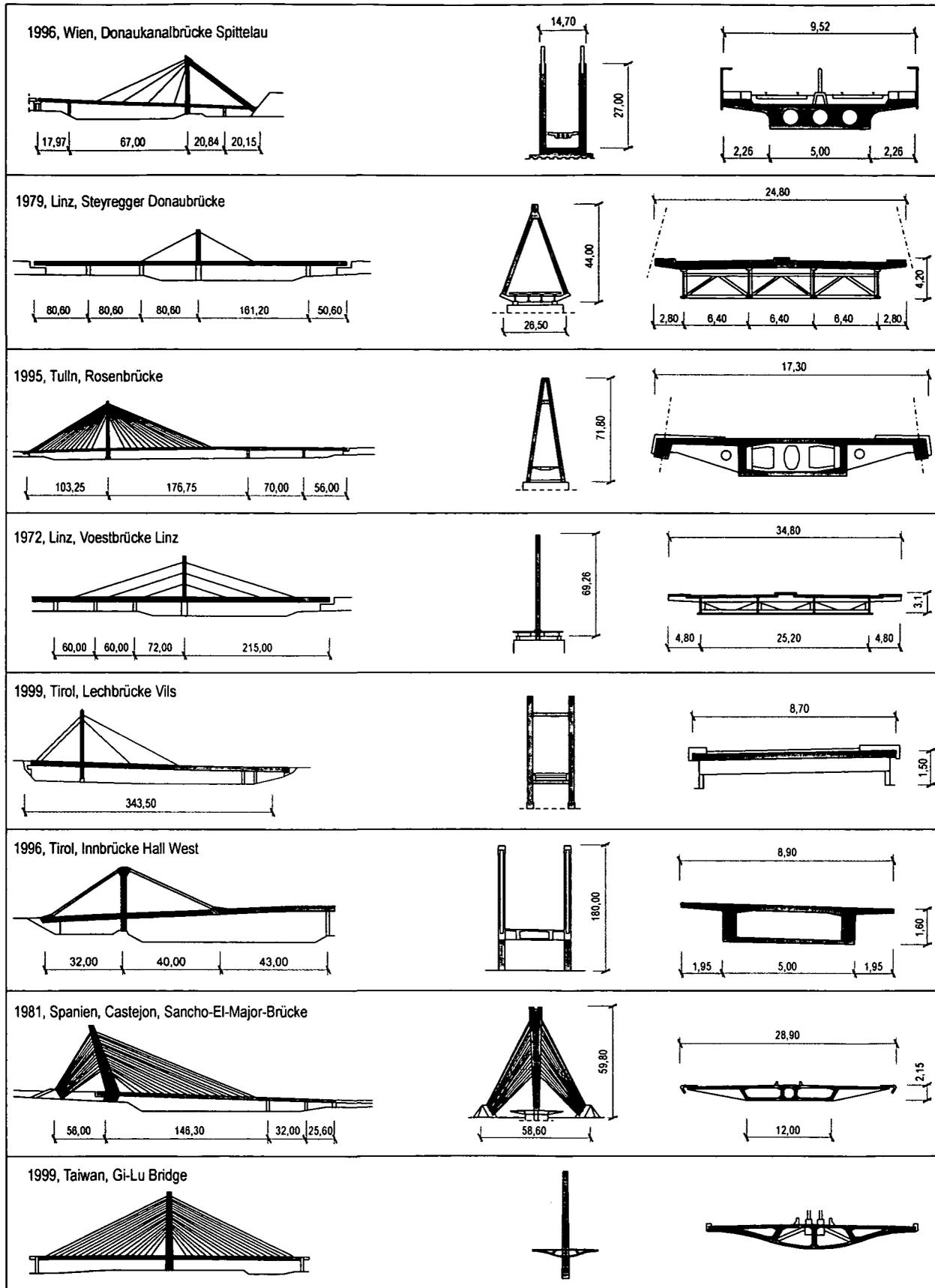


Bild 5.7 Übersichtskarte der untersuchten Brücken





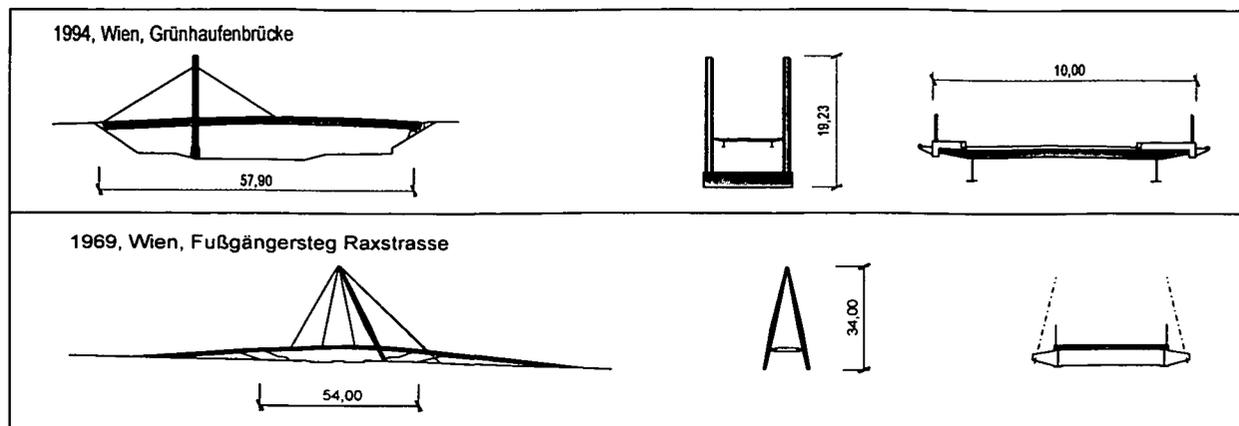


Bild 5.8 Statisches System und Querschnitt der beurteilten Brücken

Die Anwendung der in Abschnitt 5.1 beschriebenen dynamischen Untersuchungsmethode wird exemplarisch an drei ausgewählten, besonders interessanten Tragwerken präsentiert. Allgemeine Ergebnisse, die aus Messungen aller Tragwerke abgeleitet werden und auf die meisten Zugglieder seilgestützter Konstruktionen zutreffen, sind im Kapitel 6 ausführlich dokumentiert. Die projektspezifischen Ergebnisse der drei ausgewählten Tragwerke werden dem entsprechenden Kapitel direkt zugeordnet. Für die Bestimmung der Eigenfrequenzen sowie der zugehörigen Dämpfungskoeffizienten wird die in Kapitel 5.1 beschriebene Vorgangsweise angewendet.

1. Die Donaubrücke Tulln (Österreich) ist interessant, da Untersuchungen der Kabel über den Zeitraum 1997 bis 2003 vom Autor durchgeführt wurden und dadurch Langzeitdaten vorliegen. Es wurden Studien hinsichtlich der Schwingungsanfälligkeit einzelner Kabel durchgeführt, wobei die angewendete Lösungsmethode zur Behebung der Anfälligkeit in Kapitel 5.3.3 erläutert wird. Dieses Tragwerk wurde 1995 fertiggestellt und ist ein typischer Vertreter moderner Schrägseilbrücken mit 60.
2. Bei der Voestbrücke Linz (Österreich), die 1972 fertiggestellt wurde, handelt es sich im Vergleich zur modernen Tullner Brücke um eine der ersten Schrägseilbrücken Österreichs. Der direkte Vergleich der eingesetzten Kabeltechnologie hinsichtlich der dynamischen Charakteristik war ein maßgebendes Kriterium für die Darstellung im Rahmen dieser Arbeit. Die 6 Kabel bestehen aus einer Bündelung vollverschlossener Seile, welche durch ihre Bauart einen interessanten Vergleich zu konventionellen Brückenkabel darstellen (siehe Kapitel 5.4).
3. Die Kao-Ping-Hsi Brücke (Taiwan) ist eine dem Stand der Technik entsprechende Schrägseilbrücke, welche im Jahr 2000 dem Verkehr übergeben wurde. Der maßgebende Aspekt der Auswahl der Brücke waren die Messungen an besonders langen Kabel (> 300 m) sowie an verhältnismäßig kurzen (≈ 77 m) und damit vergleichsweise steifen Kabel. Die großen Seillängen waren für die Beurteilung der Biegesteifigkeit sowie der Dämpfungsparameter von besonderem Interesse. Die Untersuchung wurde dabei während der abschließenden Bauphasen durchgeführt, dem Vergleich zwischen den tatsächlichen und durch Messung bestimmten Kabelkräften kommt daher besondere Bedeutung zu (siehe dazu im Detail Abschnitt 5.5).

5.3 Donaubrücke Tulln, Österreich

5.3.1 Allgemeines zum Bauwerk

Die Donaubrücke Tulln (Stromkilometer 1965,49) ist eine zweispurige Straßenbrücke, über welche die Bundesstraße 19 verläuft. Beidseitig sind Geh- bzw. Radwege angeordnet. Die Gründung aller Pfeiler erfolgt über Bohrpfähle. Das Tragsystem ist eine über vier Felder durchlaufende Schrägkabelbrücke mit Hohlkastenträger aus Beton. Die Stützweiten nach Bild 5.9 betragen 103,25 m + 176,75 m + 70,00 m + 56,00 m, die Gesamtbreite der Konstruktion ist 17,30 m. Ausgeführt wurde der Brückenbau von 1992 bis 1995.

Der Entwurf für eine einhüftige, fächerförmige Schrägkabelbrücke, die mit einer Hauptstützweite von 177 m die Donau überbrückt, wurde aus fünf Wettbewerbsbeiträgen ausgewählt. Der vorgespannte Streckträger (Hauptträger des Tragwerkes) weist im Hauptfeld mit 177 m Spannweite eine konstante Bauhöhe von 2,20 m auf. Die maximale Höhe des Trägers beträgt im Bereich des linken Flusspfeilers 4,60 m und nimmt für die beiden folgenden Felder mit 70 m und 56 m Spannweite auf 3,30 m ab [120].

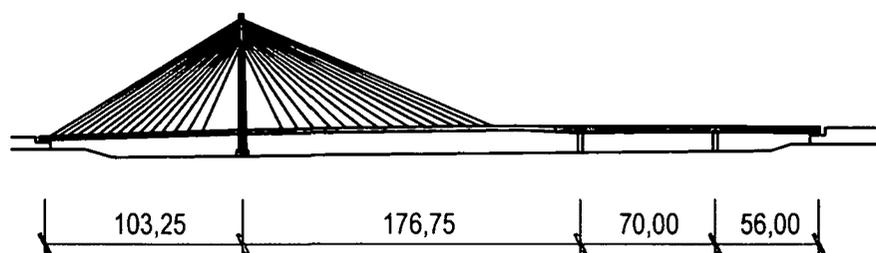


Bild 5.9 Systemskizze der Donaubrücke Tulln

Für den 70 m hohen A-Pylon, dessen Stiele einen rechtwinkligen, nach oben verjüngten Querschnitt aufweisen, war wegen der hohen Beanspruchung Beton der Güte B 500 erforderlich. Die sehr dicht gehaltene Abspannung sicherte eine wirtschaftliche Herstellung im freien Vorbau bei abschnittsweiser Verankerung der Schrägkabel ohne besondere Hilfsmaßnahmen [120]. Weiters wurden die Abstände der Kabel so festgelegt, dass sich, abgesehen von den Randkabeln, in allen anderen annähernd gleiche Kräfte ergaben. Die Kabel konnten am Pylon, durch seine äußerst geringen Abmessungen, nur in einer aufgesetzten Stahlkonstruktion verankert werden.

In Summe wurden 60 Schrägkabel angeordnet, die Nennlast liegt zwischen 2,9 MN und 8,6 MN [120]. Jeweils zwei oder vier Monolitzen wurden bereits werkmäßig zu flachen Bändern vereinigt und in einem Polyethylenhüllrohr konzentriert (siehe dazu Bild 5.11). Nach Abschluss der Spannarbeiten wurde mit Zementmörtel verpresst. Dieses System bietet dadurch die Möglichkeit der Auswechslung von einzelnen Litzen. Der leichteren Zugänglichkeit wegen, wurden die Kabel von der Unterseite der Längsträger gespannt.

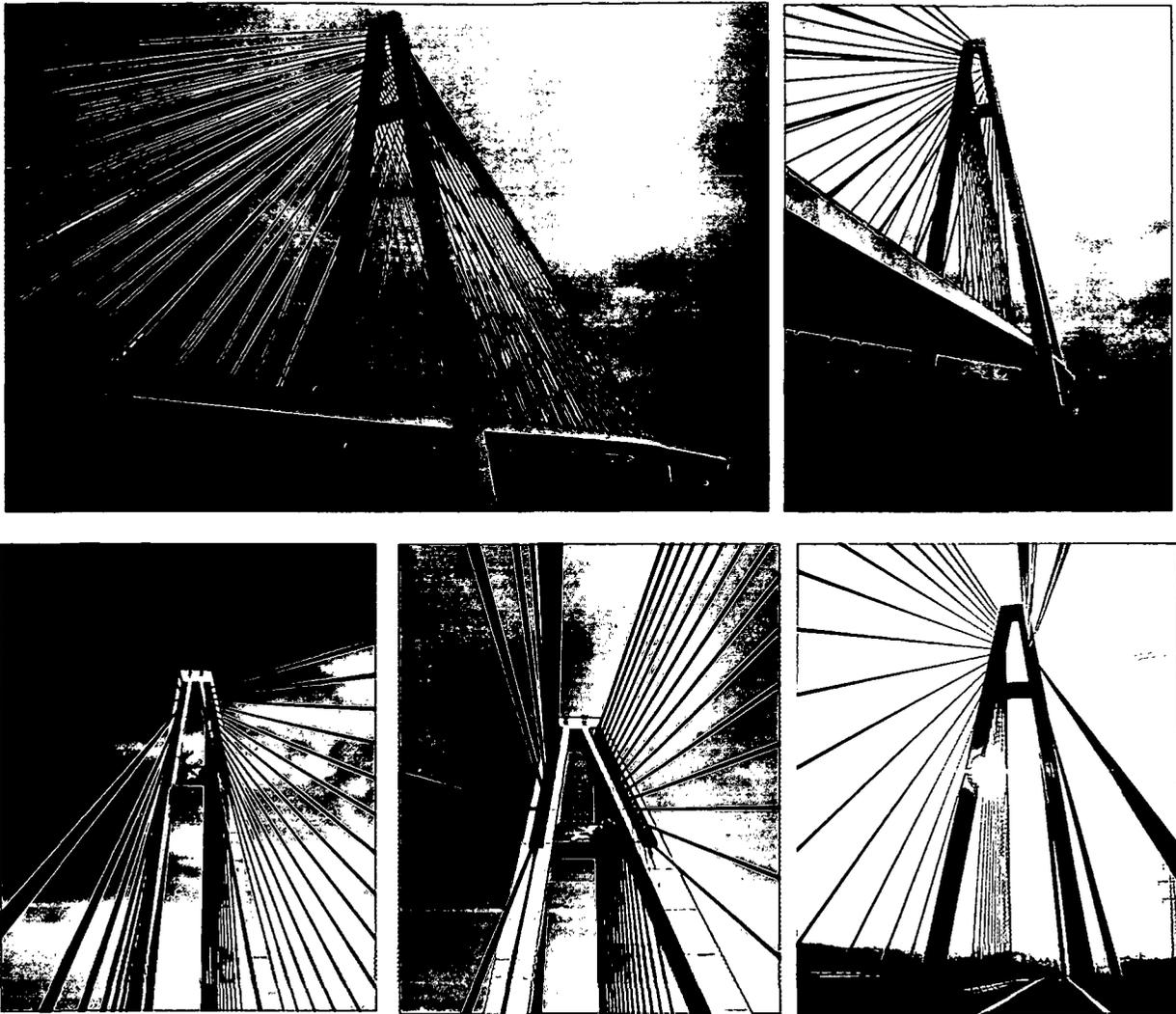


Bild 5.10 Impressionen der Donaubrücke Tulln

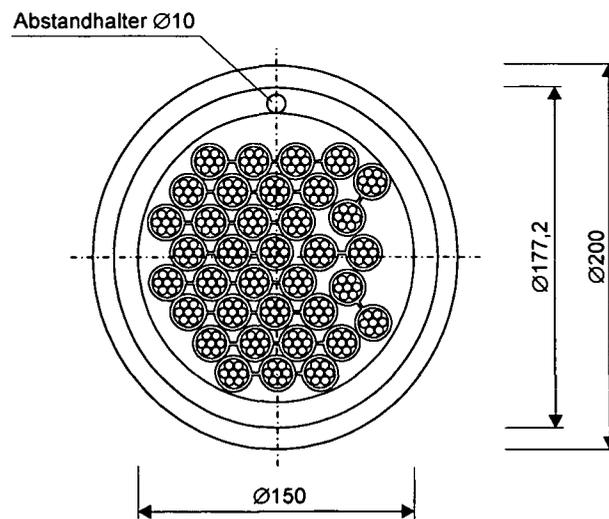


Bild 5.11 Querschnitt durch ein Schrägseil der Donaubrücke Tulln

5.3.2 Ergebnisse der Untersuchung

Im folgenden Abschnitt sind ausschließlich die spezifischen Erkenntnisse aus den Untersuchungen der Donaubrücke Tulln angeführt. Für eine eindeutige Identifizierung der in den Tabellen angeführten Werte ist jedes Kabel mit einer Nummerierung entsprechend Bild 5.12, versehen wobei OW die oberwasserseitigen und UW die unterwasserseitigen Kabel bezeichnet. Als Ausgangspunkt für den Vergleich der Kabelkraft zwischen Soll- (gemessene Kraft) und Istwert werden die Ergebnisse der statischen Berechnung sowie die Spannprotokolle des Herstellers herangezogen.

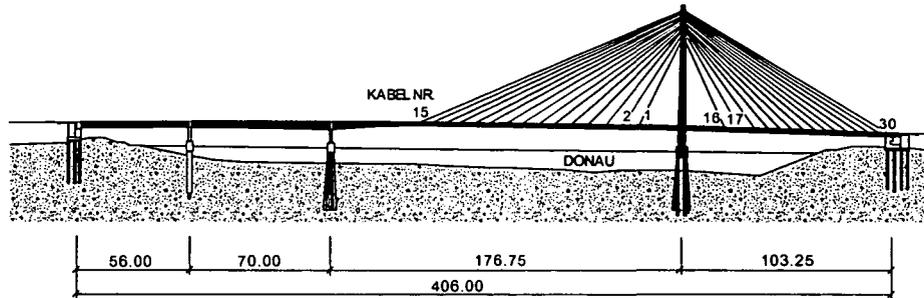


Bild 5.12 Kabelbezeichnung für die Donaubrücke Tulln

Um eine solide Datenbasis für die Interpretation der Messergebnisse zu erhalten, wird zusätzlich eine numerische Simulation in Form eines einfachen Stabwerksmodells entsprechend Bild 5.13 erstellt. Durch dieses Rechenmodell kann das dynamische Verhalten der Struktur gut repräsentiert werden und dieses ist Ausgangspunkt zahlreicher Parameterstudien (z. B.: Einfluss von Temperaturänderungen auf die Kabelkräfte). Die Ergebnisse der dynamischen Analyse werden mit den messtechnisch ermittelten Werten in Tabelle 5.4 verglichen.

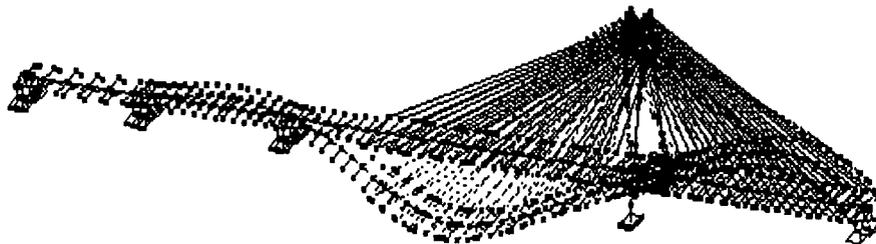


Bild 5.13 Erste vertikale Biegeschwingung des Tragwerkes bei $f = 0,53$ Hz

Das globale Schwingungsverhalten der Struktur ist interessant, da dieses einen erheblichen Einfluss (Resonanz, parametrische Anregung entsprechend Kapitel 4.5.9) auf die Kabelvibrationen ausüben kann. Untersuchungen an den Schrägseilen erfolgten von 1997 (Basisuntersuchung) bis 2003 durch den Autor in einem jährlichen Intervall, wodurch Veränderungen der dynamischen Charakteristik sehr gut beurteilt werden können.

Während dieser Zeit wurde die gleiche Messausrüstung eingesetzt, um eindeutige und damit schlüssige Ergebnisse zu erzielen. Auf Grund der sehr umfangreichen Datenbasis sind die erzielten Ergebnisse für die Ausarbeitung sehr interessant.



Bild 5.14 Beschleunigungsaufnehmer auf dem Schrägkabel der Donaubrücke Tulln

Die gemessenen Eigenfrequenzen der Schrägkabel liegen für das Untersuchungsjahr 2002 oberwasserseitig zwischen 0,79 Hz (15 OW) und 2,25 Hz (16 OW) sowie unterwasserseitig zwischen 0,80 Hz (15 UW) und 2,27 Hz (16 UW) entsprechend Tabelle 5.3. Für die Identifizierung der Eigenfrequenzen aus den Messdaten wird die in Abschnitt 5.1 angeführte Vorgangsweise zugrunde gelegt. Alle Eigenfrequenzen können durch die sehr klare Schwingungscharakteristik der Kabel in den gemessenen Raumrichtungen des Sensors (vertikal, quer und längs) identifiziert werden (siehe dazu Bild 5.15).

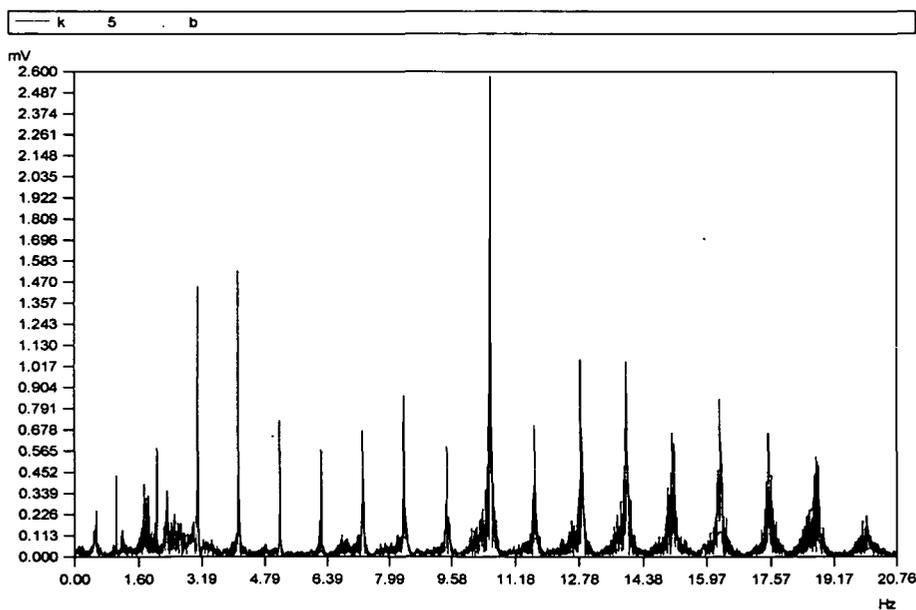


Bild 5.15 Frequenzspektrum in Kabelebene für Schrägseil OW 9

Kabel Nr.	1. Eigenfrequenz vertikal [Hz]		Differenz [%]	Kabel Nr.	1. Eigenfrequenz vertikal [Hz]		Differenz [%]
	1997	2002			1997	2002	
1 OW	2,16	2,16	0,0	1 UW	2,12	2,15	-1,4
2 OW	1,77	1,78	-0,6	2 UW	1,77	1,81	-2,3
3 OW	1,62	1,64	-1,2	3 UW	1,63	1,61	1,2
4 OW	1,38	1,39	-0,7	4 UW	1,37	1,37	0,0
5 OW	1,43	1,42	0,7	5 UW	1,40	1,42	-1,4
6 OW	1,27	1,26	0,8	6 UW	1,25	1,27	-1,6
7 OW	1,17	1,16	0,9	7 UW	1,18	1,19	-0,8
8 OW	1,13	1,14	-0,9	8 UW	1,12	1,14	-1,8
9 OW	1,03	1,03	0,0	9 UW	1,03	1,04	-1,0
10 OW	0,99	0,99	0,0	10 UW	0,99	1,00	-1,0
11 OW	0,94	0,95	-1,1	11 UW	0,94	0,95	-1,1
12 OW	0,89	0,91	-2,2	12 UW	0,89	0,90	-1,1
13 OW	0,87	0,88	-1,1	13 UW	0,86	0,88	-2,3
14 OW	0,77	0,80	-3,9	14 UW	0,76	0,80	-5,3
15 OW	0,74	0,79	-6,8	15 UW	0,74	0,80	-8,1
16 OW	2,21	2,25	-1,8	16 UW	2,22	2,27	-2,3
17 OW	1,93	1,95	-1,0	17 UW	1,92	1,95	-1,6
18 OW	1,70	1,71	-0,6	18 UW	1,72	1,74	-1,2
19 OW	1,48	1,49	-0,7	19 UW	1,47	1,49	-1,4
20 OW	1,45	1,47	-1,4	20 UW	1,43	1,46	-2,1
21 OW	1,38	1,37	0,7	21 UW	1,38	1,38	0,0
22 OW	1,27	1,27	0,0	22 UW	1,27	1,29	-1,6
23 OW	1,17	1,19	-1,7	23 UW	1,18	1,20	-1,7
24 OW	1,16	1,16	0,0	24 UW	1,13	1,17	-3,5
25 OW	1,11	1,12	-0,9	25 UW	1,09	1,12	-2,8
26 OW	1,02	1,03	-1,0	26 UW	1,02	1,04	-2,0
27 OW	1,04	1,05	-1,0	27 UW	1,03	1,04	-1,0
28 OW	1,01	1,02	-1,0	28 UW	1,03	1,03	0,0
29 OW	0,98	0,99	-1,0	29 UW	0,98	0,99	-1,0
30 OW	0,95	0,97	-2,1	30 UW	0,96	0,98	-2,1

Tabelle 5.3 Vergleich der ersten vertikalen Eigenfrequenz von 1997 und 2002

Der Brückenerhalter (niederösterreichischen Landesregierung) hatte bereits bei der Planung die Kontrolle der Kabelkraft über die Lebensdauer als ein wichtiges Kriterium definiert. Aus diesem Grund wurde ein statisches Messsystem (Kraftmessdosen) zur Aufzeichnung der wirksamen Zugkräfte an ausgewählten Schrägseilen installiert. Da dieses System nicht zuverlässig funktioniert hat, sind als Alternative Schwingungsmessungen zur Bestimmung der Kabelkräfte eingesetzt worden.

Bei einem Vergleich zwischen den aus den Eigenfrequenzen bestimmten Kabelkräften und den statisch bestimmten Werten zeigt sich ein maximaler Unterschied von 15 % für das Kabel UW 15. Ein weiterer wichtiger Vergleich ist die Bestimmung der maximalen Abweichung der aus den Eigenfrequenzen bestimmten Kabelkräfte zu den projizierten Werten der statischen Berechnung. Diese zeigt sich für Kabel 15 OW+UW ($\Delta = 12\%$ bzw. 15%), für Kabel 1 OW+UW ($\Delta = 12\%$) und für Kabel 16 UW ($\Delta = 11\%$) entsprechend Tabelle 5.4. Die Berechnung der wirksamen Kabelkraft wird für das Kabel 15 OW exemplarisch dargestellt. Dabei kommt das Verfahren nach Tabelle 5.1 zur Anwendung, wobei aus den ersten fünf Eigenfrequenzen ein repräsentativer Mittelwert ermittelt wird. Aus dem Frequenzspektrum können für $f_1 = 0,77$ Hz, $f_2 = 0,79$ Hz, $f_3 = 0,80$ Hz, $f_4 = 0,81$ Hz und $f_5 = 0,79$ Hz abgelesen werden. Für den gemittelten Eigenfrequenzwert ergibt sich $f_M = 0,79$ Hz, wobei unter Berücksichtigung einer freien Schwingungslänge $L = 137,83$ m und einem Kabelgewicht $\mu = 61,42$ kg/m nach Gleichung (131) eine wirksame Kabelkraft $H = 2913$ kN resultiert.

Ein Vergleich der Kräfte aus den Messungen von 1997 und 2002 zeigt für fast alle Kabel (UW+OW) eine geringfügige Erhöhung der wirksamen Kabelkraft. Die Differenzen sind in den Kabel 14 UW+OW ($\Delta = 323 / 243$ kN), 15 UW+OW ($\Delta = 435 / 357$ kN), 29 UW+OW ($\Delta = 120 / 120$ kN) und 30 UW+OW ($\Delta = 273 / 270$ kN) entsprechen Tabelle 5.5 am Größten. Dabei ist die Differenz in den Kabelkräften durch die deutlich unterschiedlichen Temperaturen an den Messtagen begründet. Die Messung 1997 erfolgte im Hochsommer, während jene 2002 im April bei Außentemperaturen von ca. 10°C durchgeführt wurde. Von der temperaturbedingten Längenänderung sind vor allem die langen Kabel (15 UW+OW und 30 UW+OW) betroffen, welche auch die größte Differenz bei der gemessenen Kabelkraft zeigen.

Die gemittelte Differenz der Kabelkräfte zwischen Mess- und Sollwert beträgt oberwasserseitig $3,50\%$ und unterwasserseitig etwa $4,20\%$. Dies entspricht einer Zunahme der Kabelkräfte gegenüber der Basismessung von 1997 ($2,02\%$ und $1,65\%$), wofür der Temperaturunterschied an den Messtagen verantwortlich ist. Ein Temperaturunterschied von 20°C zwischen der ersten Messreihe im Juli 1997 und der zweiten Messung im Oktober 1998 führt zu einer Veränderung der Kabelkräfte um etwa $1,8\%$. Die Kabelkräfte von 1998 entsprechen somit (bei Vernachlässigung von Schwinden und Kriechen innerhalb eines Jahres) den Kräften von 1997, wird diese Temperaturdifferenz berücksichtigt. Zum Vergleich ergibt der Effekt des Kriechens und Schwindens im Zeitintervall von $t = \text{Bauende}$ bis $t = \infty$ im Mittel eine Kabelkraftabnahme von 2% . Die kleinen, unter 1% liegenden Differenzen der Kabelkräfte zwischen 1997 und 1998 sind im Bereich der Mess- bzw. Auswertegenauigkeit. Die Sensibilität der Eigenfrequenzen auf Temperaturunterschiede wird durch das Rechenmodell verifiziert.

	Kabelnummer								
		[kN]	[kN]	[-]		[kN]	[kN]		[-]
1 OW	2190	1957	1,12	1 UW	2188	1957	1,12		
2 OW	1915	1957	0,98	2 UW	1994	1957	1,02		
3 OW	2042	1984	1,03	3 UW	1979	1984	1,00		
4 OW	2298	2090	1,10	4 UW	2243	2090	1,07		
5 OW	2386	2312	1,03	5 UW	2395	2312	1,04		
6 OW	2802	2775	1,01	6 UW	2856	2775	1,03		
7 OW	2951	2895	1,02	7 UW	3115	2895	1,08		
8 OW	3297	3175	1,04	8 UW	3304	3175	1,04		
9 OW	3197	3164	1,01	9 UW	3266	3164	1,03		
10 OW	3403	3354	1,01	10 UW	3478	3354	1,04		
11 OW	3570	3502	1,02	11 UW	3576	3502	1,02		
12 OW	3692	3460	1,07	12 UW	3617	3460	1,05		
13 OW	3775	3524	1,07	13 UW	3780	3524	1,07		
14 OW	3305	3052	1,08	14 UW	3309	3052	1,08		
15 OW	2913	2591	1,12	15 UW	2990	2591	1,15		
16 OW	2433	2258	1,08	16 UW	2496	2258	1,11		
17 OW	2322	2150	1,08	17 UW	2338	2150	1,09		
18 OW	2185	2128	1,03	18 UW	2275	2128	1,07		
19 OW	2402	2315	1,04	19 UW	2414	2315	1,04		
20 OW	2325	2207	1,05	20 UW	2303	2207	1,04		
21 OW	2281	2242	1,02	21 UW	2324	2242	1,04		
22 OW	2361	2248	1,05	22 UW	2444	2248	1,09		
23 OW	2227	2189	1,02	23 UW	2272	2189	1,04		
24 OW	2374	2311	1,03	24 UW	2422	2311	1,05		
25 OW	2463	2424	1,02	25 UW	2470	2424	1,02		
26 OW	2305	2322	0,99	26 UW	2355	2322	1,01		
27 OW	2703	2634	1,03	27 UW	2658	2634	1,01		
28 OW	3513	3396	1,03	28 UW	3589	3396	1,06		
29 OW	5971	5943	1,00	29 UW	5983	5943	1,01		
30 OW	6607	6403	1,03	30 UW	6756	6403	1,06		

Tabelle 5.4 Berechnung der wirksamen Kabelkräfte aus den Messdaten

Kabelnummer	Kabelkraft aus den Eigenfrequenzen von 1997	Kabelkraft aus den Eigenfrequenzen von 2002	Differenz 2002 - 1997	Kabelnummer	Kabelkraft aus den Eigenfrequenzen von 1997	Kabelkraft aus den Eigenfrequenzen von 2002	Differenz 2002 - 1997
	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
1 UW	2127	2188	61	1 OW	2190	2190	0
2 UW	1906	1994	87	2 OW	1894	1915	22
3 UW	2028	1979	-49	3 OW	1992	2042	50
4 UW	2243	2243	0	4 OW	2265	2298	33
5 UW	2328	2395	67	5 OW	2420	2386	-34
6 UW	2767	2856	89	6 OW	2847	2802	-45
7 UW	3063	3115	52	7 OW	3002	2951	-51
8 UW	3189	3304	115	8 OW	3239	3297	58
9 UW	3204	3266	62	9 OW	3197	3197	0
10 UW	3409	3478	69	10 OW	3403	3403	0
11 UW	3502	3576	75	11 OW	3495	3570	75
12 UW	3537	3617	80	12 OW	3532	3692	160
13 UW	3610	3780	170	13 OW	3690	3775	85
14 UW	2986	3309	323	14 OW	3062	3305	243
15 UW	2559	2990	432	15 OW	2556	2913	357
16 UW	2388	2496	109	16 OW	2347	2433	86
17 UW	2266	2338	71	17 OW	2275	2322	47
18 UW	2223	2275	52	18 OW	2159	2185	26
19 UW	2349	2414	64	19 OW	2370	2402	32
20 UW	2210	2303	94	20 OW	2262	2325	63
21 UW	2324	2324	0	21 OW	2315	2281	-33
22 UW	2369	2444	75	22 OW	2361	2361	0
23 UW	2197	2272	75	23 OW	2153	2227	74
24 UW	2259	2422	163	24 OW	2374	2374	0
25 UW	2339	2470	131	25 OW	2419	2463	44
26 UW	2265	2355	90	26 OW	2260	2305	45
27 UW	2607	2658	51	27 OW	2652	2703	51
28 UW	3589	3589	0	28 OW	3444	3513	69
29 UW	5862	5983	120	29 OW	5851	5971	120
30 UW	6483	6756	273	30 OW	6337	6607	270

Tabelle 5.5 Abweichung der aus den Eigenfrequenzen bestimmten Kabelkräfte über die Zeit

Zwischen der Montage des Sensors am unteren Ende des Kabels (etwa 2,0 m über der Fahrbahn) und der Montage in Kabelmitte sind keine qualitativen Unterschiede in den Frequenzspektren erkennbar. Lediglich die Absolutwerte der Schwingungsamplitude liegen für Kabel 15 bei 2mm am Kabelende und bei 11mm in Kabelmitte. Gleiches gilt für das Kabel 11, bei dem eine Schwingungsamplitude von 0,5mm in der Nähe des Ankerpunktes und 4mm in Kabelmitte ermittelt wird.

Da während der Schwingungsmessungen der Schrägseile auch ein Sensor auf dem Hauptträger des Tragwerkes aufgestellt wurde, ist es möglich durch eine Gegenüberstellung der dynamischen Strukturantwort die Schwingungsanfälligkeit der Kabel durch die indirekte Anregung (Vgl. dazu Kapitel 4.5.9) zu bestimmen. Bei der Donaubrücke Tulln zeigen sich keine relevanten Übereinstimmungen von Eigenfrequenzen zwischen Hauptträger und Kabel die zu unerwünschten Resonanzerscheinungen führen können.

Ein weitaus wichtigerer Aspekt bei der Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit stellt die aerodynamische Anregung der Schrägseile entsprechend Abschnitt 4.5 dar. Bei Berechnung der kritischen Windgeschwindigkeit nach Gleichung (218) hinsichtlich Galoppinganfälligkeit können Kabel 13 bis 15 OW+UW durch die geringen Dämpfungswerte als kritisch eingestuft werden (siehe Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7). Niedrige Dämpfungswerte sind meist Hauptursache für die Schwingungsanfälligkeit von Schrägseilen. Tatsächlich wurden in den Jahren 1997 bis 2001 Beobachtungen von erheblichen Schwingungen der Kabel 13 bis 15 gemeldet. Aus den Messdaten können für diesen Zeitraum Dämpfungskoeffizienten zwischen 0,2 % und 0,3 % ermittelt werden. Dabei ist der in Kapitel 3.5.2.2 beschriebene Bandbreitenansatz Grundlage für die Bestimmung der Dämpfungskoeffizienten.

Im Zusammenhang mit der Dämpfungsbestimmung von Schrägseilen ist auch die Beurteilung hinsichtlich Regen-Wind-induzierter Schwingungen entsprechend Gleichung (216) anzuführen. Dabei ist die Scruton-Zahl maßgebender Parameter. Die aus den Messdaten bestimmten Werte für S_c sind in Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7 zusammengestellt, wobei exemplarisch der Berechnungsvorgang für das Kabel 15 OW durchgeführt wird. Die Grundfrequenz des Kabels beträgt entsprechend Tabelle 5.6 $f_1 = 0,77$ Hz, wobei der zugehörige Dämpfungskoeffizient entsprechend Kapitel 5.1 mit $\zeta = 0,26$ % ($\Lambda = 1,63$ %) bestimmt wird. Durch Anwendung von Gleichung (216) unter Berücksichtigung eines Kabelgewichtes von $\mu = 61,42$ kg/m und einem Seildurchmesser $D = 0,18$ m ergibt sich eine Scruton-Zahl von $S_c = 3,9$ für das ausgewählte Kabel.

Kabelnummer OW	Litzenanzahl	1. Eigenfrequenz vertikal gemessen	Dämpfungskoeffizient zur 1. Eigenfrequenz	Seildurchmesser	Scrutonzahl	Krit. Geschwindigkeit	Krit. Geschwindigkeit
		[Hz]	[%]	[m]	[-]	[m/s]	[km/h]
1	24	2,17	0,27	0,18	4,0	43,7	157
2	24	1,77	0,29	0,18	4,3	36,9	133
3	24	1,64	0,28	0,18	4,1	33,6	121
4	32	1,38	0,21	0,20	3,2	27,6	99
5	26	1,42	0,44	0,18	6,7	37,0	133
6	32	1,26	0,70	0,20	10,6	45,9	165
7	36	1,16	0,62	0,20	9,8	40,6	146
8	34	1,13	0,44	0,20	6,8	33,0	119
9	36	1,03	0,57	0,20	9,0	34,6	124
10	36	0,98	0,29	0,20	4,6	23,5	84
11	36	0,95	0,65	0,20	10,2	34,0	123
12	36	0,91	1,10	0,20	17,3	42,4	153
13	34	0,88	0,23	0,20	3,6	18,6	67
14	30	0,79	0,37	0,20	5,5	20,7	75
15	26	0,77	0,26	0,18	3,9	15,2	54
16	24	2,25	0,23	0,18	3,4	41,8	151
17	24	1,95	0,23	0,18	3,4	36,2	130
18	24	1,72	0,30	0,18	4,4	36,5	131
19	28	1,49	0,93	0,20	13,5	61,3	221
20	26	1,47	0,43	0,18	6,5	37,8	136
21	24	1,38	0,22	0,18	3,3	25,1	90
22	24	1,28	0,77	0,18	11,4	43,5	157
23	24	1,18	0,57	0,18	8,4	34,5	124
24	24	1,16	0,29	0,18	4,3	24,2	87
25	24	1,12	0,36	0,18	5,3	26,0	94
26	24	1,02	0,73	0,18	10,8	33,8	122
27	26	1,06	1,10	0,18	16,7	43,6	157
28	34	1,02	0,69	0,20	10,7	37,3	134
29	62	0,99	0,61	0,25	10,0	43,7	157
30	72	0,96	0,51	0,25	8,8	39,9	144

Tabelle 5.6 Berechnung der kritischen Windgeschwindigkeit aus den Messdaten für die Kabel OW

Kabelnummer UW	Litzenanzahl	1. Eigenfrequenz vertikal gemessen	Dämpfungskoeffizient zur 1. Eigenfrequenz	Seildurchmesser	Scrutonzahl	Krit. Geschwindigkeit	Krit. Geschwindigkeit
		[Hz]	[%]	[m]	[-]	[m/s]	[km/h]
1	24	2,15	0,25	0,18	3,7	41,7	150
2	24	1,81	0,41	0,18	6,1	44,9	162
3	24	1,61	0,47	0,18	6,9	42,8	154
4	32	1,38	0,16	0,20	2,4	24,1	87
5	26	1,43	0,26	0,18	3,9	28,6	103
6	32	1,27	0,92	0,20	13,9	53,1	191
7	36	1,18	0,62	0,20	9,8	41,3	149
8	34	1,14	0,47	0,20	7,3	34,4	124
9	36	1,04	0,39	0,20	6,1	28,9	104
10	36	1,00	0,22	0,20	3,5	20,8	75
11	36	0,94	0,51	0,20	8,0	29,8	107
12	36	0,90	1,01	0,20	15,9	40,2	145
13	34	0,88	0,31	0,20	4,8	21,6	78
14	30	0,78	0,35	0,20	5,2	19,9	72
15	26	0,75	0,27	0,18	4,1	15,3	55
16	24	2,26	0,32	0,18	4,7	49,6	178
17	24	1,94	0,28	0,18	4,1	39,8	143
18	24	1,73	0,26	0,18	3,8	34,2	123
19	28	1,49	0,26	0,20	3,8	32,4	117
20	26	1,45	0,58	0,18	8,8	43,3	156
21	24	1,38	0,38	0,18	5,6	33,0	119
22	24	1,29	0,66	0,18	9,8	40,6	146
23	24	1,19	0,68	0,18	10,1	38,0	137
24	24	1,16	0,30	0,18	4,4	24,6	89
25	24	1,12	0,86	0,18	12,7	40,3	145
26	24	1,04	0,96	0,18	14,2	39,5	142
27	26	1,04	0,51	0,18	7,7	29,2	105
28	34	1,02	0,50	0,20	7,7	31,7	114
29	62	0,99	0,40	0,25	6,5	35,4	127
30	72	0,98	0,29	0,25	5,0	30,7	111

Tabelle 5.7 Berechnung der kritischen Windgeschwindigkeit aus den Messdaten für die Kabel UW

Die bei der Untersuchung identifizierten niedrigen Dämpfungswerte der Kabel 13 bis 15 OW+UW führten in Folge zu einer aufwändigen Beobachtung und Überwachung der betroffenen Kabel. Für die Verbesserung der Schwingungseigenschaften waren entsprechende Gegenmaßnahmen zu planen, welche im Kapitel 5.3.3 beschrieben werden.

Im Zuge der Instrumentierung der Schrägkabel ist auch das Schwingungsverhalten des Pylons bestimmt worden. Dazu wurde ein Sensor auf dem oberen Querriegel des Pylons platziert (siehe Bild 5.16). Die Grundfrequenz des Pylons kann auf Basis der Messungen klar identifiziert werden, wobei die erste Eigenfrequenz in Querrichtung (d.h. für die Schwingung außerhalb der Kabelebene) mit $f_1 = 0,34$ Hz bestimmt wird.



Bild 5.16 Beschleunigungssensor auf dem Pylon der Donaubrücke Tulln

Die erste vertikale Biegeform des Tragwerkes ist auch als maßgebende Frequenz des Pylons in Kabelebene identifizierbar. Durch die Verbindung zwischen Hauptträger und Pylon durch die Schrägseile folgt letzterer einer Vertikalverformung des Trägers durch eine entsprechende Horizontalverformung am Pylonkopf. Aus den Frequenzmessungen aller Elemente ist eindeutig der Zusammenhang zwischen Pylon, Kabel und Tragwerk erkennbar. Alle maßgebenden Frequenzen des jeweiligen Elementes sind in den Spektren der übrigen Elemente erkennbar. Die Veränderung der dynamischen Charakteristik eines Bauteiles nimmt daher immer Einfluss auf das Systemverhalten der gesamten Struktur.

5.3.3 Lösungsansatz zur Behebung der Schwingungsprobleme

Auf Grund der geringen Dämpfungswerte der ober- und unterwasserseitig angeordneten Kabel 13 bis 15 wurden umfangreiche Untersuchungen eingeleitet, um entsprechende Maßnahmen zur Verbesserung des Schwingungsverhaltens der betroffenen Schrägseile zu erreichen. Als möglichst einfache, ökonomische und effektive Lösung ist die Ausführung von Kabelverbindungsdrähten, auch Störseile genannt, gewählt worden. Um die Auswirkungen dieser Änderung am Kabelsystem vor dem Einbau zu beurteilen, wurde ein vereinfachtes Rechenmodell (siehe Bild 5.17) der Kabel 13, 14 und 15 erstellt. Die dabei erzielten Ergebnisse waren sehr vielversprechend, da die Kabel zu einer Gruppe mit entsprechendem Schwingungsverhalten zusammengefasst wurden. Die Grundfrequenz der jeweiligen Kabel zeigte entsprechend den Ergebnissen der dynamischen Berechnung keine Veränderung. Eine Verschiebung der Eigenfrequenzen durch diese Maßnahme wäre aber hinsichtlich aerodynamischer Effekte oder indirekter Anregung (siehe Kapitel 4.5) zu beachten.

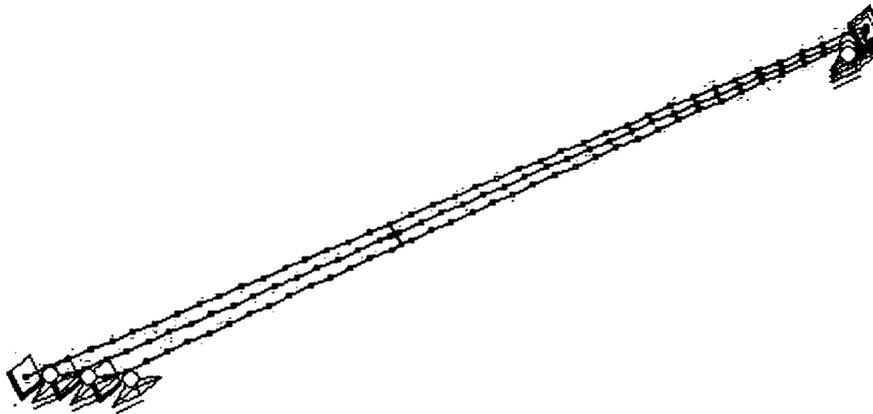


Bild 5.17 Simulation der Kabel 13,14 und 15 mit Störseil

Die genaue Wirkungsweise von Störseilen ist derzeit noch nicht bekannt, sodass keine rechnerische Bemessung wie beispielsweise für passive Dämpfer [119] durchgeführt werden kann. Die Anordnung innerhalb eines Seilverbandes muss daher auf Basis praktischer Erfahrungswerte erfolgen. Folgende Vorgangsweise ist zu empfehlen:

Störseile bewirken, dass in der Schwingungsform eines Kabels ein Knoten erzeugt wird. Befestigt man in Kabelmitte einen Verbindungsdraht, so sollte die erste Eigenschwingungsform des einzelnen Kabels nicht mehr auftreten. Die Kabelgruppe kann durchaus in der ersten Eigenfrequenz schwingen, jedoch ist dann durch das System der Kabelgruppe mit deutlich höheren Dämpfungswerten zu rechnen. Wird das Störseil so angeordnet, dass alle Eigenfrequenzen unter 3 Hz (Vgl. dazu Kapitel 4.5.7) verhindert werden, so finden keine Regen-Wind-induzierten Vibrationen mehr statt. Zusätzlich führen die Störseile zu einer Erhöhung der Dämpfungskoeffizienten aller betroffenen Kabel [170]. Dabei ist zu beachten, dass der Kabelverbindungsdraht während des Einbaues vorgespannt wird, um Ermüdungserscheinungen des Drahtes sowie der Befestigungskonstruktion zu vermeiden. In der Vergangenheit traten zahlreiche Schäden an Störseilen auf, da die Vorspannung nicht berücksichtigt wurde.

Für Störseile sind Werkstoffe mit sehr hoher Festigkeit und elastischer Dehnung zu bevorzugen, die Schwingungsenergie sehr gut in Wärme umsetzen und damit die Dämpfungseigenschaften entsprechend positiv beeinflussen.

Die Befestigung der Störseile zwischen den betroffenen Kabel erfolgt bei der Tullner Donaubrücke durch eine speziell angefertigte Schelle, die zwischen dem Schrägseil und dem Verbindungsdraht eine kraftschlüssige Verbindung herstellt (siehe dazu Bild 5.18). Zusammenfassend sind folgende Gründe für die Schwingungsanfälligkeit der Kabel 13 bis 15 vor Installation des Verbindungsdrahtes verantwortlich gewesen:

- Aus den Messdaten werden Dämpfungskoeffizienten zwischen 0,2% und 0,3% für die erste Eigenfrequenz in Kabelebene bestimmt. Zu geringe Dämpfungswerte (Vgl. Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7) stellen meist die Hauptursache für eine Schwingungsanfälligkeit dar, wobei diese durch geeignete Maßnahmen erhöht werden können.
- Durch die Scruton-Zahl S_c entsprechend Abschnitt 4.5.8 lässt sich ein Indikator für die Anfälligkeit gegenüber Regen-Wind induzierten Schwingungen ableiten. Wesentlicher Eingangsparameter bei der Bestimmung von S_c ist der entsprechenden Eigenfrequenz zuordenbare Dämpfungskoeffizient (siehe Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7).

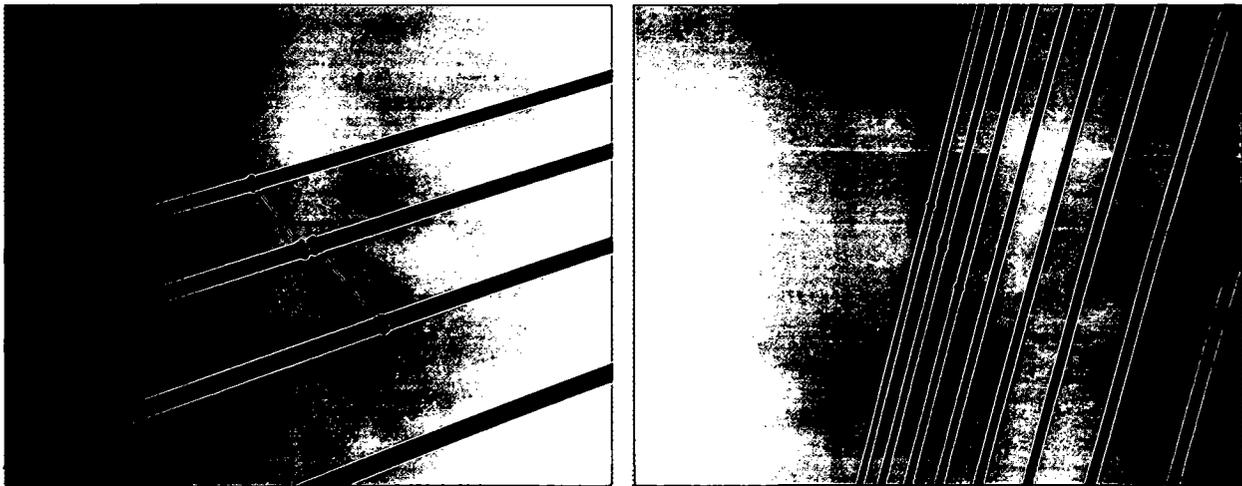


Bild 5.18 Ausgeführter Kabelverbindungsdraht an der Donaubrücke Tulln

Das Bild 5.19 zeigt die gewählte Position der Störseile am Kabel. Nach Einbau der Kabelverbindungsdrähte wurde durch eine zusätzliche Messreihe der Erfolg der Maßnahme durch Auswertung der Eigenfrequenzen sowie der zugehörigen Dämpfungskoeffizienten überprüft (siehe dazu Bild 5.20).

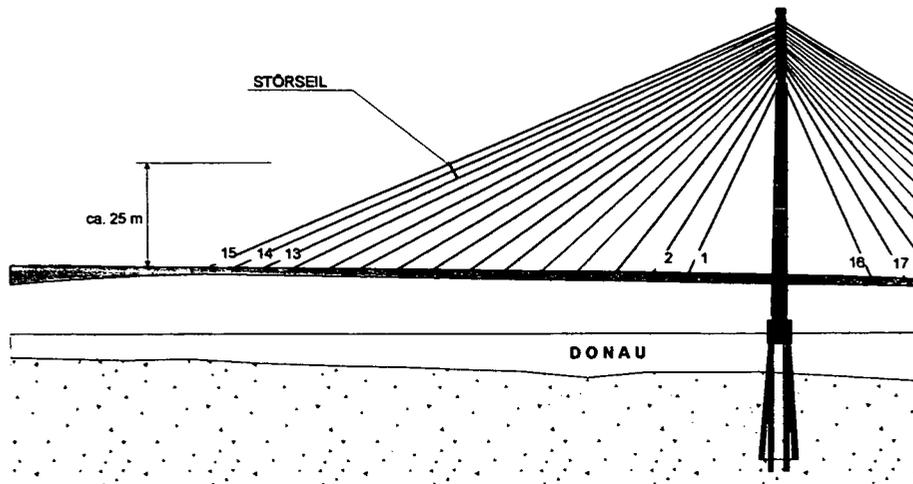


Bild 5.19 Position des Kabelverbindungsdrahtes im System

Die Tabelle 5.8 zeigt die aus den Messdaten bestimmten Grundfrequenzen in Kabelebene sowie die zugehörigen Dämpfungskoeffizienten und Scruton-Zahlen die nach Integration der Störseile in den Kabelverband identifiziert werden. Es ist erkennbar, dass durch das Störseil keine Veränderung der Grundfrequenz des jeweiligen Kabels verursacht wird, jedoch sind in den höheren Eigenschwingungsformen erwartungsgemäß Veränderungen der dynamischen Strukturantwort feststellbar. Dabei bildet sich ein schwingungsfähiges System aus der Kombination der drei Einzelseile mit deutlich höheren Dämpfungskoeffizienten.

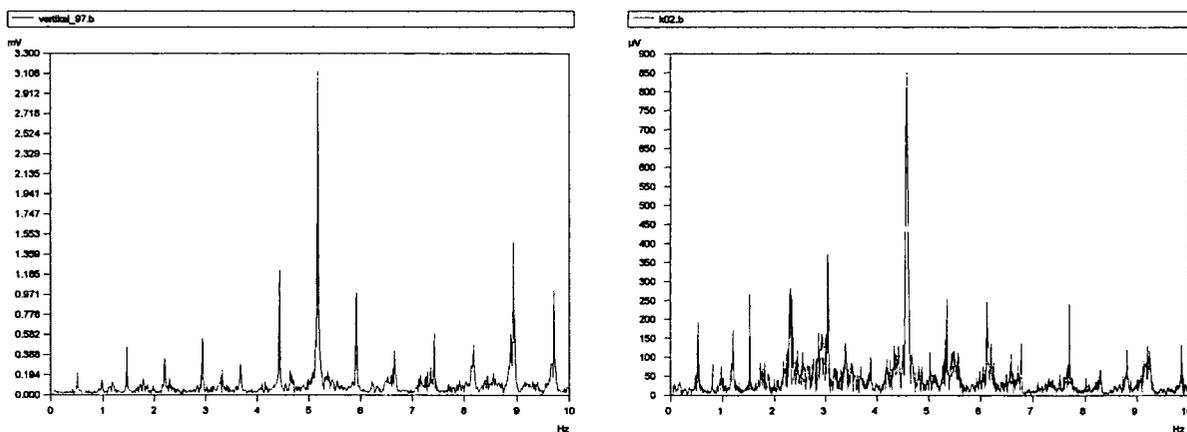


Bild 5.20 Frequenzspektrum des Kabels 15 OW vor (links) und nach (rechts) Einbau des Störseiles

Durch die Zusammenfassung der Einzelseile zu einem Seilverband entspricht das Frequenzspektrum nicht mehr dem für ein Kabel üblichen Erscheinungsbild. Zahlreiche Eigenfrequenzen sind erkennbar, die durch das Gesamtsystem erzeugt werden (siehe dazu Bild 5.20). Insbesondere ist die Grundschiwingung des Kabels nach Einbau des Störseiles deutlich erkennbar, die Oberschwingungen sind in den zahlreichen zusätzlichen Eigenfrequenzen nicht mehr so deutlich ausgeprägt. Eine Zusammenstellung der modalen Parameter vor und nach der ausgeführten Verbesserungsmaßnahme ist in Tabelle 5.8 dargestellt.

Kabel Nr.		13 OW	14 OW	15 OW	13 UW	14 UW	15 UW
1997	1. EF., 1997 [Hz]	0,88	0,79	0,76	0,88	0,78	0,75
	Dämpfung [%]	0,23	0,37	0,26	0,31	0,35	0,27
	Scruton Zahl	3,6	5,5	3,9	4,8	5,2	4,1
2002	Dämpfung [%]	0,73	0,68	0,71	0,69	0,80	0,77
	1.EF., 2002 [Hz]	0,88	0,79	0,71	0,88	0,78	0,75
	Scruton Zahl	11,3	10,1	10,8	10,7	11,9	11,7

Tabelle 5.8 Vergleich der modalen Parameter 1997 - 2002

Die Einführung des Kabelverbindungsdrahtes bei der Donaubrücke Tulln hat bei den gefährdeten Kabel zu einer deutlichen Verbesserung des Dämpfungsverhaltens (Erhöhung der Dämpfung im Mittel von 0,30 % auf 0,73 %) geführt. In Folge liegen auch die Scruton-Zahlen entsprechend Kapitel 4.5.8 oberhalb des kritischen Wertes von $S_c > 10$. Die Gefahr von Regen-Wind-Induzierten Schwingungen ist basierend auf den gemessenen Ergebnissen mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht mehr gegeben.

5.4 Voestbrücke Linz, Österreich

5.4.1 Allgemeines zum Bauwerk

Die Voestbrücke, als Mittelträgerschrägseilbrücke ausgeführt, bildet in Linz den Donauübergang der Mühlkreisautobahn A7. Das Tragwerk weist eine Gesamtlänge von 407 m auf, wobei entsprechend Bild 5.21 die stützenfreie Hauptöffnung 215 m beträgt. Im Detail sind Stützweiten von 60,0 m + 60,0 m + 72,0 m + 215,0 m und eine Gesamtbreite von 36,0 m gewählt worden.

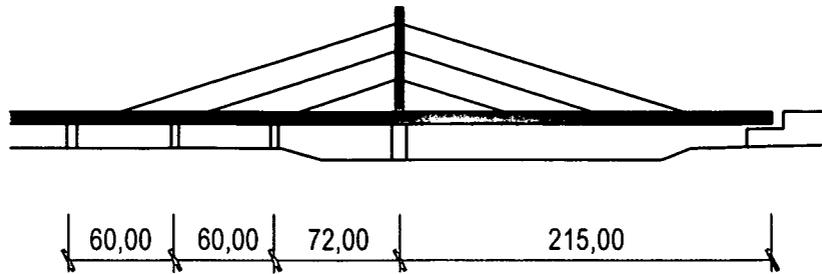


Bild 5.21 Ansicht der Voestbrücke Linz

Der Streckträger wird durch vier Hauptträger und eine orthotrope Fahrbahnplatte gebildet. In den Vorlandöffnungen wirken die vier Hauptträger mit Fachwerkquerträgern als offenes Trägerrostsystem. In der Stromöffnung werden die mittleren beiden Hauptträger durch ein Bodenblech zu einer Torsionsröhre zusammengefasst. Demzufolge ist der Streckträger der Stromöffnung ein gemischtes Trägerrostsystem bestehend aus Torsionsröhre, offene äußere Hauptträger und Querverbänden. Entsprechend dem Stand der Technik von 1972 besteht die orthotrope Fahrbahnplatte aus einem 12 mm Deckblech und Flachblechrippen im Abstand von 350 mm. Die Querrrippen sind in Abständen von 2 m angeordnet.

Der Stahlpylon weist einen rechteckigen Querschnitt mit Abmessungen von 2,50 m x 3,40 m und einer Höhe von etwa 70,0 m auf die Blechstärken betragen 18 mm bis 50 mm. Der Pylon ist in den Streckträger eingespannt und lagert am Pfeiler auf einem Neotopflager mit einem Durchmesser von 3,40 m.

Die Seilbündel bestehen aus 22 bis 26 patentverschlossenen Seilen entsprechend Bild 5.23. Diese sind im Streckträger verankert und laufen am Pylon über einen bei der Montage längs- und höhenverschiebbaren Umlenksattel. Die Einzelseile mit einem Durchmesser von 69 mm bestehen aus einem Runddrahtkern und drei lagen Z-Profildrähten. Die Bruchlast des Einzelseiles beträgt 5000 kN, die maximale Seilbündelkraft beträgt 50.000 kN bei ungünstigster Verkehrsbelastung. Um plastische Dehnungen der Seile im Gebrauchszustand zu vermeiden, wurden die Seile im Werk einem Reckvorgang mit 12 Lastspielen unterzogen. Das gesamte Tragwerk ist im Freivorbau errichtet worden, wobei die Stromöffnung bei paralleler Montage der Seile vorgebaut wurde. Eine Unterbrechung der Schifffahrt in diesem Bereich konnte so vermieden werden.

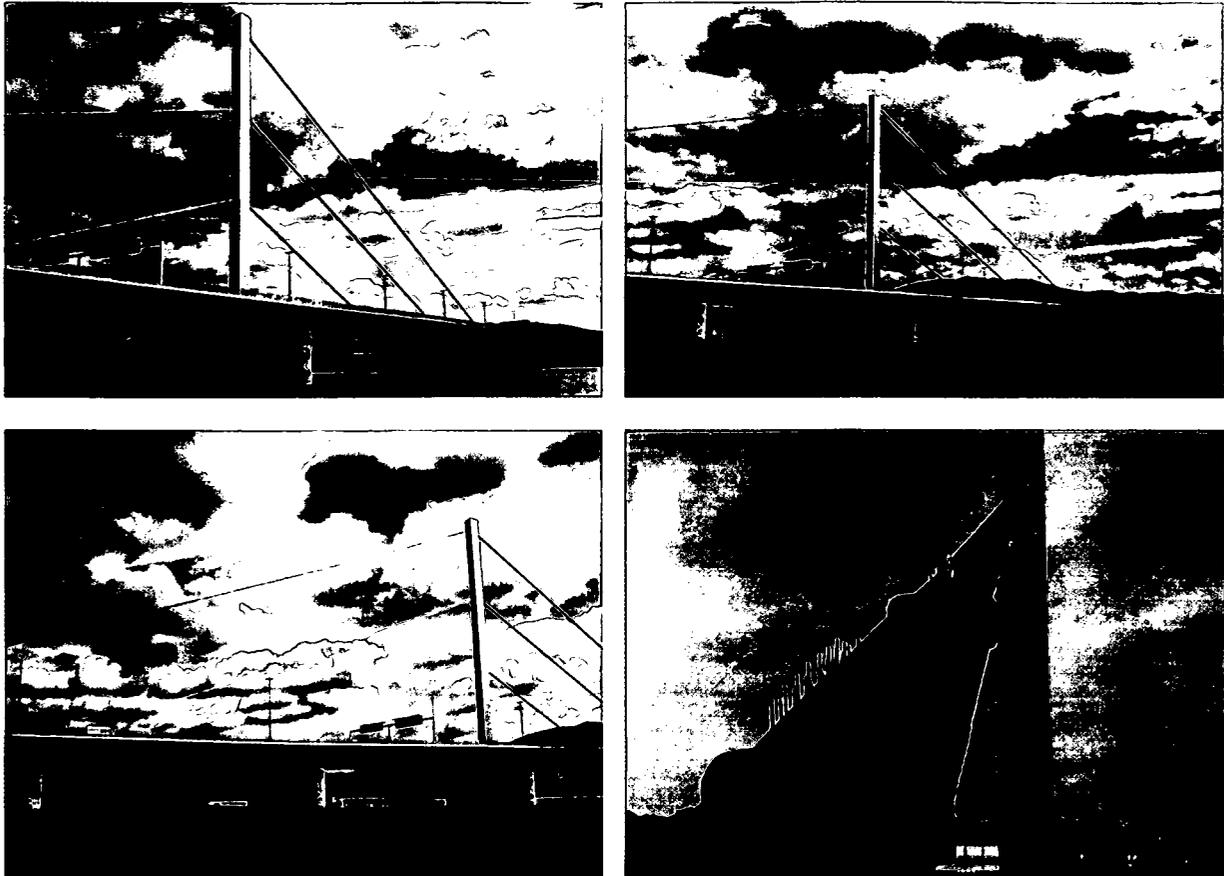


Bild 5.22 Ansicht der Voestbrücke Linz

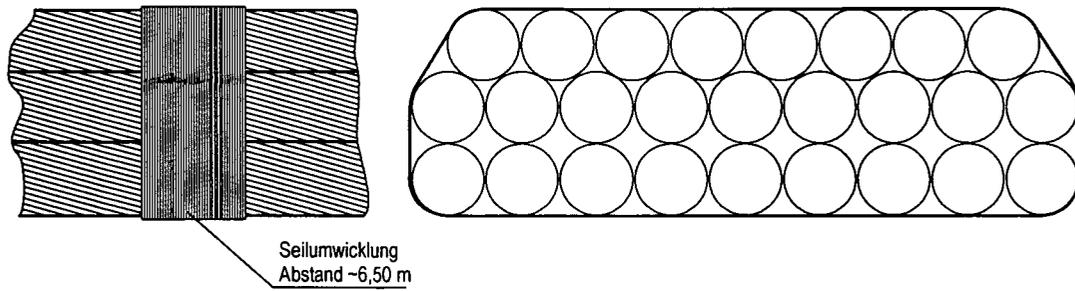


Bild 5.23 Querschnitt durch ein Schrägkabelbündel der Voestbrücke Linz

5.4.2 Ergebnisse der Untersuchung

Im folgenden Abschnitt finden ausschließlich die spezifischen Erkenntnisse aus den Untersuchungen der Voestbrücke Linz Berücksichtigung. Für eine eindeutige Identifizierung der Kabel werden diese, analog zur statischen Berechnung, mit einer Nummerierung entsprechend Bild 5.24 versehen. Der Vergleich zwischen gemessenen und geplanten Kabelkräften erfolgt auf Basis der statischen Berechnung von 1970. Durch das gewählte Tragsystem mit wenigen Kabel weisen diese beispielsweise im Vergleich zur Donaubrücke Tulln deutlich höhere Kabelkräfte auf. Die Tragfähigkeit für diese hohen Lasten erreicht man durch eine Bündelung mehrerer vollverschlossener Seile zu einem Strang. Die einzelnen Seile werden durch eine Seilumwicklung in regelmäßigen Abständen (etwa 6,50 m) zusammengefasst.

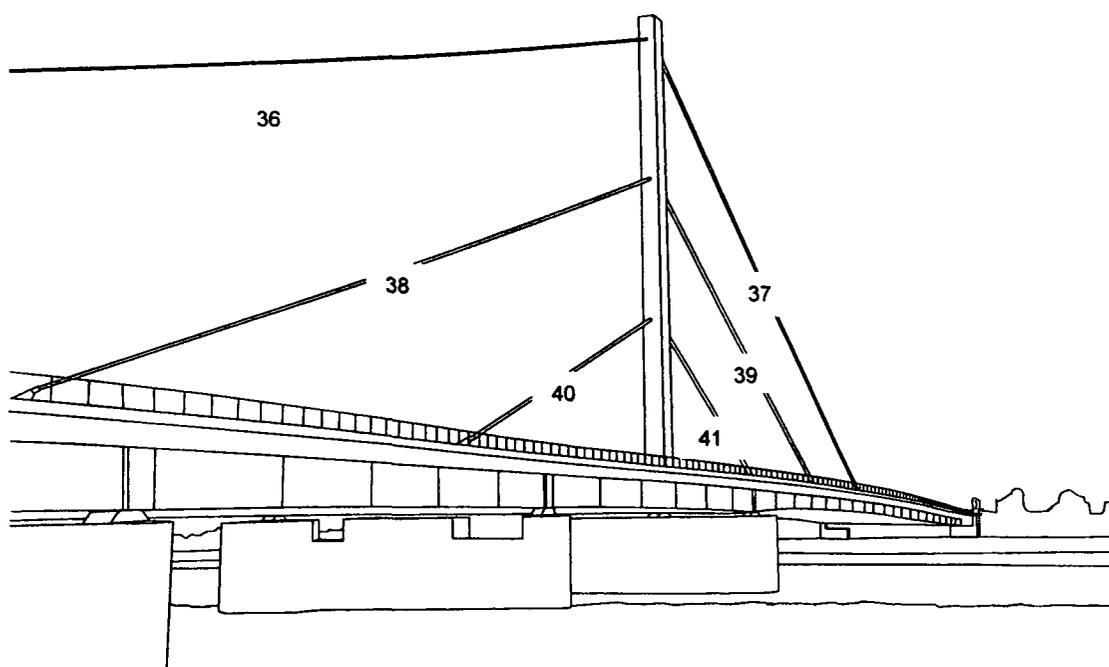


Bild 5.24 Bezeichnung der Schrägseile im System der Voestbrücke Linz

Um eine weitere Grundlage für die Interpretation der Messdaten zu erstellen, wird das Tragwerk im Zuge der Arbeit modelliert (siehe dazu Bild 5.25) wodurch mehrere Parameterstudien möglich sind. Die Ergebnisse der dynamischen Analyse die den Initialzustand des Tragwerkes nach der Fertigstellung repräsentieren, können mit den gemessenen, aktuellen Werten verglichen werden.

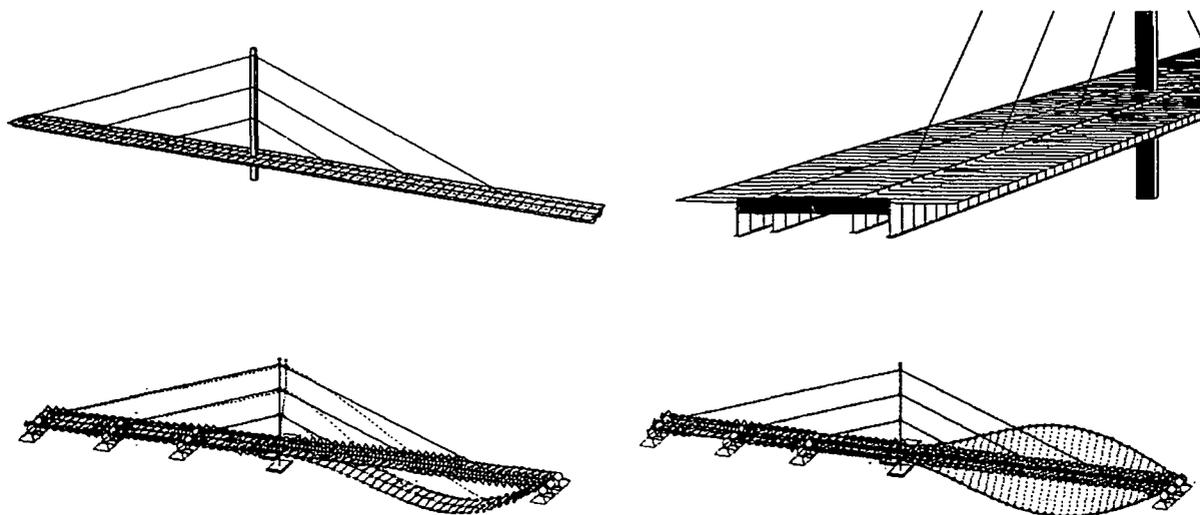


Bild 5.25 Rechenmodell sowie Eigenschwingungsformen des Tragwerkes

Das globale Schwingungsverhalten der Struktur ist interessant, da dieses einen erheblichen Einfluss (siehe Kapitel 4.5.9) auf die Kabelvibrationen ausüben kann. Die Untersuchung an den Schrägseilen der Voestbrücke Linz erfolgte als Basismessung im Jahr 2000 und durch je eine Nachmessung in den Jahren 2001 und 2002. Bei diesem Tragwerk ist die Beurteilung des globalen Schwingungsverhalten einer Mittelträgerschrägseilbrücke hinsichtlich allfälliger Torsionsschwingungen interessant. Interpretationen über die zeitliche Veränderung der Kabelkräfte sind aufgrund der beschränkten Datenmenge (drei Beobachtungsjahre) nur begrenzt möglich.

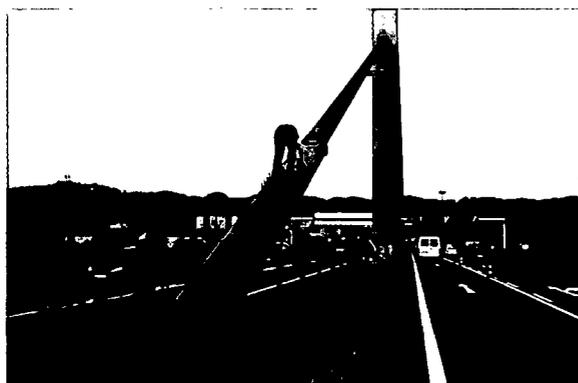


Bild 5.26 Beschleunigungsaufnehmer auf den Kabeln der Voestbrücke Linz

Die gemessenen Eigenfrequenzen der Kabelbündel liegen zwischen 0,56 Hz für Seil 36 und 1,77 Hz für das Bündel 41 entsprechend Tabelle 5.9. Die Schwingungscharakteristik der einzelnen Kabel ist sehr deutlich ausgeprägt und besonders für die Vibrationen in Kabelebene (vertikal, longitudinal bezogen auf den Sensor) einwandfrei identifizierbar (Vgl. dazu Bild 5.27).

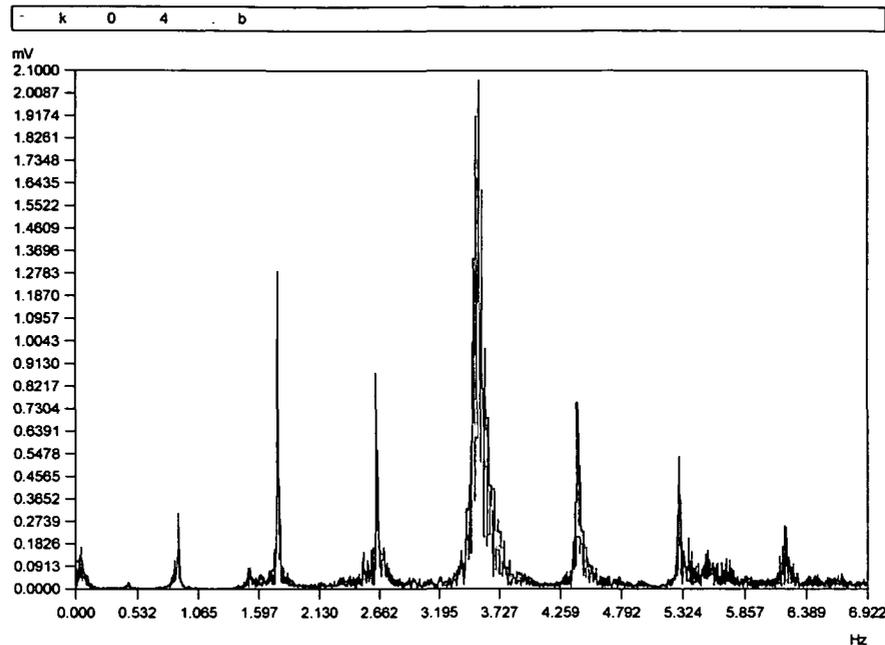


Bild 5.27 Frequenzspektrum des Seilstranges 2

Seilstrang Nr.	36	37	38	39	40	41
1. Eigenfrequenz [Hz]	0,56	0,64	0,77	0,88	1,48	1,77

Tabelle 5.9 Gemessene Eigenfrequenzen der Voestbrücke Linz

Unter Berücksichtigung des Bauwerksalters zeigt der Vergleich zwischen den aus den Eigenfrequenzen bestimmten Kabelkräften und den projizierten Werten eine gute Übereinstimmung (siehe Tabelle 5.10). Die maximalen Abweichungen der Kabelkräfte betragen dabei + 7% für das Kabel 39 und – 9% für das Kabel 37, wobei eine positive Differenz einer Zunahme der Kabelkraft im Vergleich zum Planwert entspricht.

Seilbezeichnung	Anzahl der Einzelseile	Gemittelte Eigenfrequenz Gemessen aus $f_1 \cdot f_6$	Freie Schwingungslänge	Eigengewicht des Seiles	Kabelkraft aus gemittelter Eigenfrequenz	Kabelkraft, Sollwert	Differenz Gemessen/Soll
		[Hz]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
36	22	0,56	196,00	600,00	28913	30833	0,94
37	22	0,64	172,94	600,00	29401	32334	0,91
38	26	0,77	132,47	705,00	29569	28537	1,04
39	26	0,88	115,21	705,00	29118	27154	1,07
40	24	1,48	69,02	650,00	27020	25457	1,06
41	24	1,77	57,36	650,00	26649	26330	1,01

Tabelle 5.10 Berechnung der wirksamen Kabelkräfte und Vergleich zu den Sollwerten

Ein Vergleich der Messwerte zu den Sollwerten der statischen Berechnung ergibt eine Kraftumlagerung vom Seilstrang 1 (Seil 36 und 37) zu den Seilsträngen 2 (Seil 38, 39) und 3 (Seil 40, 41). Die Kraftänderung des Stranges 1 bewegt sich dabei in der Größenordnung von -7% bis -9% , welche bei Strang 2 und 3 zu einer entsprechenden Kraftzunahme führt (siehe Bild 5.28). Die Ursache der Kraftumlagerung in den einzelnen Schrägseilen ist nicht vollständig geklärt. Dabei besteht die Möglichkeit, dass es sich um während des Bauzustandes eingeprägte Differenzen handelt, oder um Umlagerungen die als Funktion der Zeit in Erscheinung treten. Eine Untersuchung der Eigenfrequenzen der Kabel in periodischen Intervallen kann diese Frage eindeutig beantworten, da so ein weiterer Trend festgestellt wird.

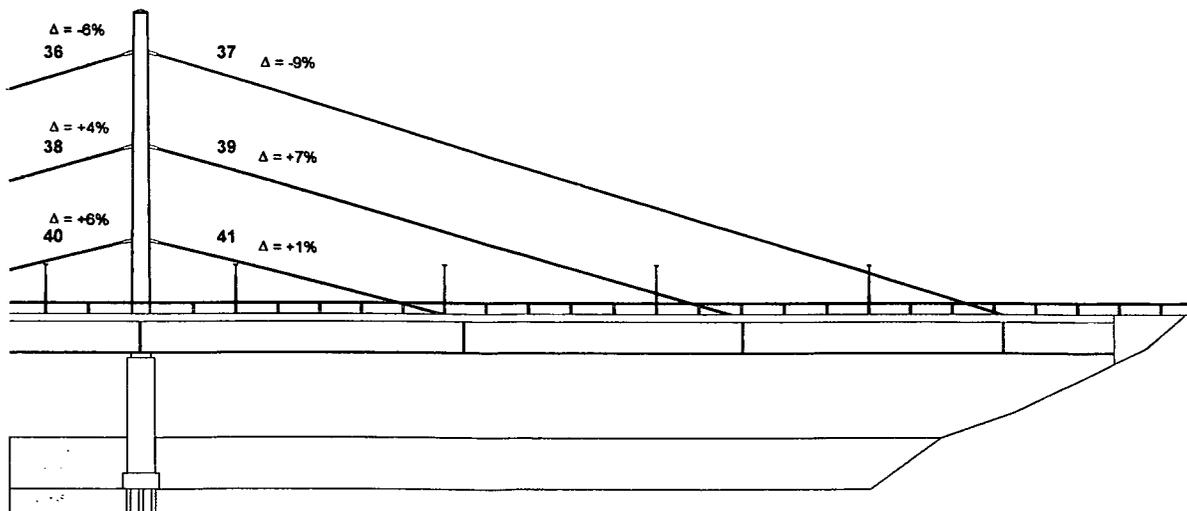


Bild 5.28 Differenzen zwischen gemessener und projektierter Kabelkraft

Die Frequenzen der Schrägseile zeigen für die Vibration in Kabelebene (vertikale und longitudinale Richtung) sehr deutliche Eigenfrequenzen. Die Schwingungen außerhalb der Kabelebene sind bei der Auswertung schwer zu identifizieren, da diese auf die schwache Querschwingung des globalen Tragwerkes zurückzuführen sind. Die Schwingung der Seile erfolgt hauptsächlich in Kabelebene. Bisher durchgeführte Untersuchungen an Schrägseilbrücken zeigen im Vergleich dazu immer eine kreisförmige bzw. elliptische Bewegung des Seiles um dessen Seilachse (siehe Bild 6.5).

Vor der detaillierten Untersuchung der Messdaten wurde das schwach ausgeprägte Schwingungsverhalten der Schrägseile außerhalb der Kabelebene auf die scheinbar hohe Steifigkeit des Bündels zurückgeführt. Bei der Auswertung des Zusammenhangs zwischen Eigenfrequenz und deren Ordnung ist ein nahezu linearer Verlauf entsprechend Bild 5.29 festzustellen. Dieser Effekt tritt üblicherweise nur bei sehr elastischen Kabeln auf, welche der Idealvorstellung eines straff gespannten Drahtes ohne Eigengewicht und ohne Biegesteifigkeit entsprechen. Grund für dieses dynamische Verhalten ist, dass die Seilumwicklung (siehe Bild 5.23) kein kompaktes Bündel erzeugt und dadurch die dynamische Strukturantwort des Einzelseiles maßgebend wird. Verantwortlich für die geringe Schwingungsamplitude in Querrichtung ist daher die schwache Anregung der Seile durch den Hauptträger.

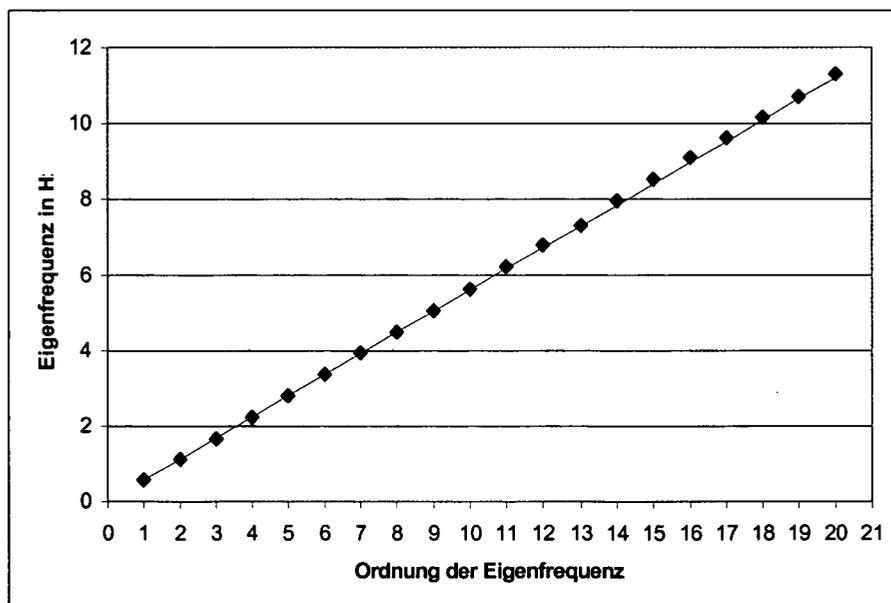


Bild 5.29 Zusammenhang zwischen gemessenen Eigenfrequenzen und deren Ordnung

Das beschriebene dynamische Verhalten der Einzelseile innerhalb eines Bündels hat auch Auswirkungen auf die in Tabelle 5.11 gezeigten Dämpfungskoeffizienten. Durch die Relativbewegung zwischen den einzelnen Seilen bei der Schwingung wird Energie in Form von Oberflächenreibung umgesetzt. Die Querschnittsform der Kabel macht diese grundsätzlich anfällig gegenüber widerregten Schwingungen (Vgl. dazu Kapitel 4.5), jedoch ist durch die hohen Dämpfungskoeffizienten sowie das große Kabelgewicht keine Gefahr hinsichtlich Galloping gegeben. Durch die Querschnittsgestaltung sind Regen-Wind-induzierte Schwingungen entsprechend Kapitel 4.5.7 für die Kabelbündel der Vöestbrücke Linz nicht zu berücksichtigen.

Seilbezeichnung	Anzahl der Einzelseile	1. Eigenfrequenz, vertikal, gemessen	Dämpfungskoeffizient zur 1. Eigenfrequenz	Max. Seilabmessung	Geschwindigkeit
[-]	[-]	[Hz]	[%]	[m]	[m/s]
36	22	0,56	0,36	0,54 x 0,21	370
37	22	0,64	0,27	0,54 x 0,21	239
38	26	0,77	0,16	0,63 x 0,20	88
39	26	0,88	0,15	0,63 x 0,20	88
40	24	1,48	0,29	0,55 x 0,21	705
41	24	1,77	0,38	0,55 x 0,21	1435

Tabelle 5.11 Dämpfungskoeffizient des Schrägseiles für die Grundschiwingung

Der Vergleich der auf den einzelnen Seilsträngen gemessenen Beschleunigung ergibt am Strang 39 im Vergleich zu den anderen Kabeln eine etwa doppelt so große Beschleunigung. Dieses Phänomen ist durch den Ort der Kabelverankerung von Seilstrang 39 plausibel, da in Feldmitte des Streckträgers deutlich höhere Verformungen unter Last auftreten. Diese führen in Folge zu einer höheren Beanspruchung als bei den Randzonen des Tragwerkes. Für eine ermüdungsrelevante Beurteilung sind daher die Stromöffnung, sowie der Bereich um die Kabelverankerung von Strang 39 maßgebend.

Durch den Einsatz von zwei Referenzsensoren auf dem Hauptträger können Interaktionen zwischen Tragwerk und den einzelnen Kabeln beurteilt werden (siehe dazu Kapitel 4.5.9). Ein Referenzsensor wurde am außen liegenden Gehweg der Voestbrücke positioniert, während der zweite Aufnehmer in der Mittelachse der Brücke angeordnet wurde. Dabei zeigte sich, dass durch die Ausführung als Mittelträgerschrägseilbrücke neben den Biegeschwingungen auch Torsionsschwingungen des Hauptträgers von Bedeutung sind. Bild 5.30 stellt den Vergleich der Beschleunigungsmessungen in der Mittelachse sowie am Randbalken der Konstruktion dar. Die zum gleichen Zeitpunkt auftretenden Beschleunigungswerte sind am Randbalken etwa 5-fach höher.

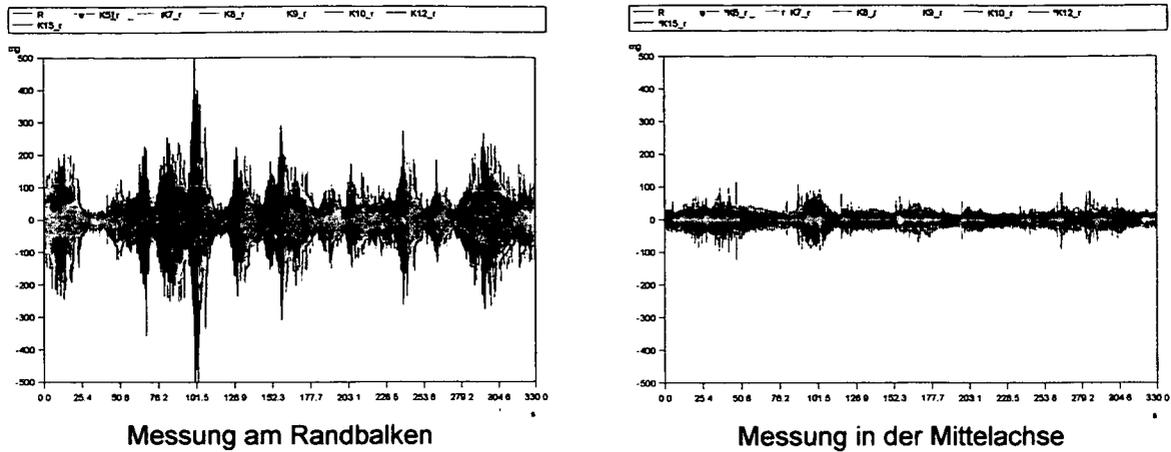


Bild 5.30 Vergleich der gemessenen Beschleunigungen am Tragwerk.

Aus den detaillierten dynamischen Untersuchungen des Tragwerkes und der Kabel sowie der vergleichenden Berechnung am Stabwerksmodell werden kritische Bereiche des Tragwerkes identifiziert. Für die zukünftige Überwachung und Erhaltung sind diese von Bedeutung (siehe dazu Bild 5.31). Das Kabel 39 und dessen Verankerung sind durch die hohe Schwingungsintensität als maßgebend zu betrachten. Weiters kommen den Trägeranschlüssen in der Hauptspannweite sowie der Pylonlagerung durch die Torsionsschwingungen große Bedeutung zu.

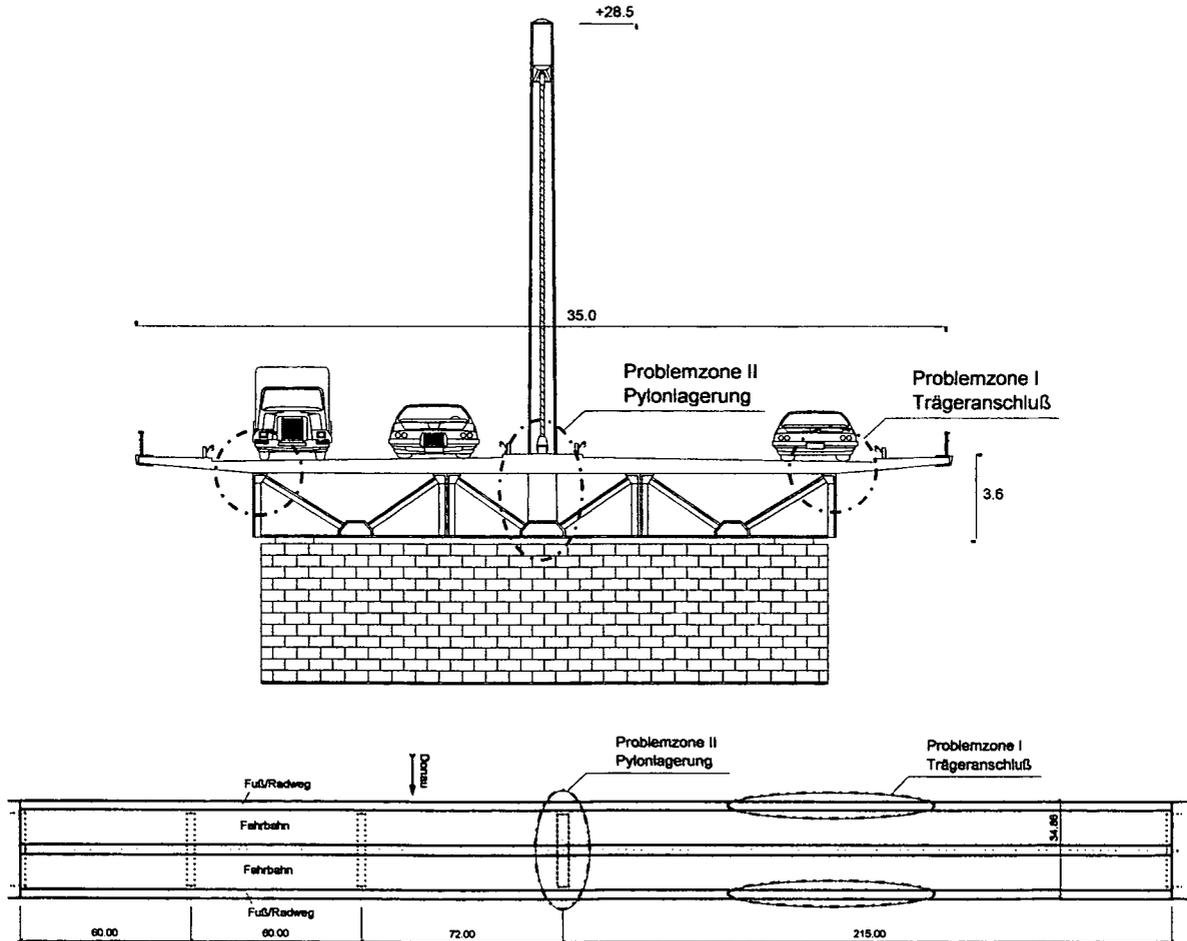


Bild 5.31 Durch die dynamische Messung identifizierte Problemzonen des Tragwerkes

5.5 Kao-Ping-Hsi Brücke, Taiwan

5.5.1 Allgemeines zum Bauwerk

Der Southern Second Freeway von Kaoshiung im Süden des Landes erschließt die Ping-Tung Ebene in Taiwan. Aus einem Hügelland kommend muss die projektierte Autobahn den Kao Ping Fluss überqueren, der im Taifunfall bis zu 2,5 km breit wird. Der Entwurf von VCE basiert auf einem weit sichtbaren Wahrzeichen, das den Eintritt aus dem Hügelland in die Ebene markiert. Durch eine unsymmetrische Anordnung der Kabel wird dieser Übergang in die Ebene symbolisiert, wobei sich Spannweiten von 180 m und 330 m ergeben. Die Gesamtlänge der Konstruktion entsprechend Bild 5.32 beträgt somit 510,0 m.

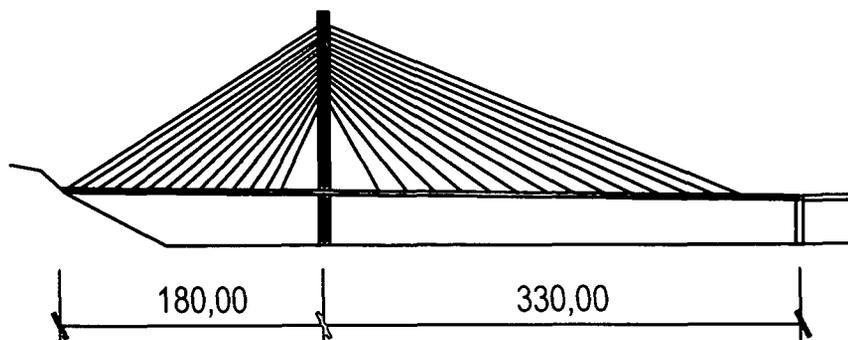


Bild 5.32 Systemskizze der Kao-Ping-Hsi Brücke

Die Besonderheit der Brücke besteht in einem ausbalancierten Tragwerk, bei dem weder Rückhaltstützen noch Zuglager im System integriert sind. Um dies zu ermöglichen, ist das kurze Feld in Beton und das lange Hauptfeld (mit 330 m Spannweite) in Stahl ausgeführt. Die Feldlängen sind so ausgelegt, dass ein optimales Gleichgewicht erreicht wird. Eine Herausforderung während der Bauzustände war, das Gleichgewicht zu halten und dabei die richtige Endgeometrie zu erzielen.

Die Höhe des A-Pylons über Grund beträgt 186 m, die Abspannung der Kabel erfolgt in einer Mittelebene mit jeweils zwei parallelen Kabel, wobei in Summe 60 Kabel installiert sind (siehe dazu Bild 5.33 und Bild 5.34). Die Gesamtbreite der Konstruktion beträgt 34,50 m. Die Bauhöhe des Versteifungsträgers ist für den Stahl- sowie den Betonträger konstant 3,20 m, als Querschnitt ist ein torsionssteifer Hohlkasten ausgeführt. Das Tragwerk wird am Widerlagern sowie am Pylon fest gelagert, die bewegliche Lagerung des Systems befindet sich am Trennpfeiler zur anschließenden Hochstraße. Der A-Pylon ist als Hohlkastenquerschnitt ausgelegt, der im Bereich der Kabelverankerung zusammengeführt und durch eine Stahlkonstruktion verstärkt wird.

Bei der Beurteilung dieses Tragwerkes ist die Untersuchung sehr langer Schrägkabel ($l_{\max} = 327$ m) sowie kurzer, sehr steil angeordneter Kabel mit nur etwa 77 m Länge besonders interessant.



Bild 5.33 Impressionen von der Kao-Ping-Hsi Brücke während der Bauzeit

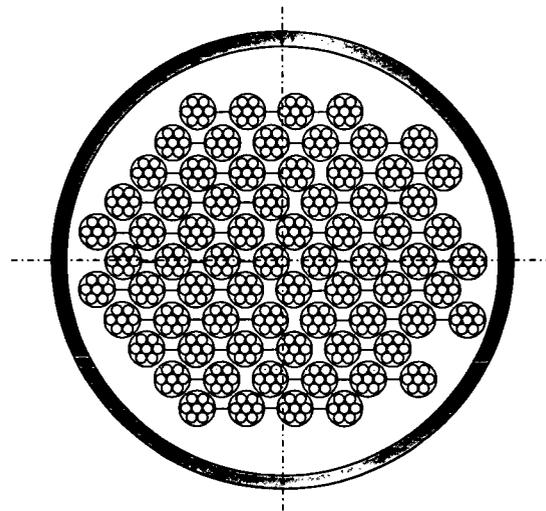


Bild 5.34 Regelquerschnitt durch ein Schrägseil des Tragwerkes

5.5.2 Ergebnisse der Untersuchung

Entsprechend den beiden zuvor angeführten Brücken werden im folgenden Abschnitt nur die für das Tragwerk der Kao-Ping-Hsi Brücke relevanten Ergebnisse aufgezeigt. Besonderes Augenmerk wird auf den Vergleich zwischen gemessenen und projektierten Kabelkräften, sowie auf die Bestimmung der Dämpfungswerte der langen Kabel gelegt. Die Abschätzung der Biegesteifigkeit der unterschiedlich langen Kabel stellt einen weiteren wesentlichen Aspekt der Untersuchung dar. Für eine eindeutige Identifizierung der in Tabelle 5.12, Tabelle 5.13 und Tabelle 5.14 angeführten Werte sind die Kabel mit einer Nummerierung entsprechend Bild 5.35 versehen. Die vor die Kabelnummer gestellten Bezeichnungen B und F beziehen sich auf den Werkstoff des Versteifungsträgers. B bezeichnet die kurze Spannweite des Betonträgers und F die lange Spannweite aus Stahl. Der Zusatz N definiert die nordseitig orientierte und S die südseitige orientierte Kabelebene.

Für den Vergleich zwischen den gemessenen und den projektierten Kabelkräften werden die Werte der statischen Berechnung des entsprechenden Bauzustandes, sowie die Spannprotokolle des Kabeleinbaues herangezogen. Durch die fehlenden Ausbaulasten (Aufbringen des Fahrbelages sowie der Brückenausbauten) zum Zeitpunkt der Messung 1999, ist im Endzustand noch mit geringfügig höheren Kabelkräften (höheren Eigenfrequenzen) und etwas niedrigeren Eigenfrequenzen des Gesamttragwerkes zu rechnen.

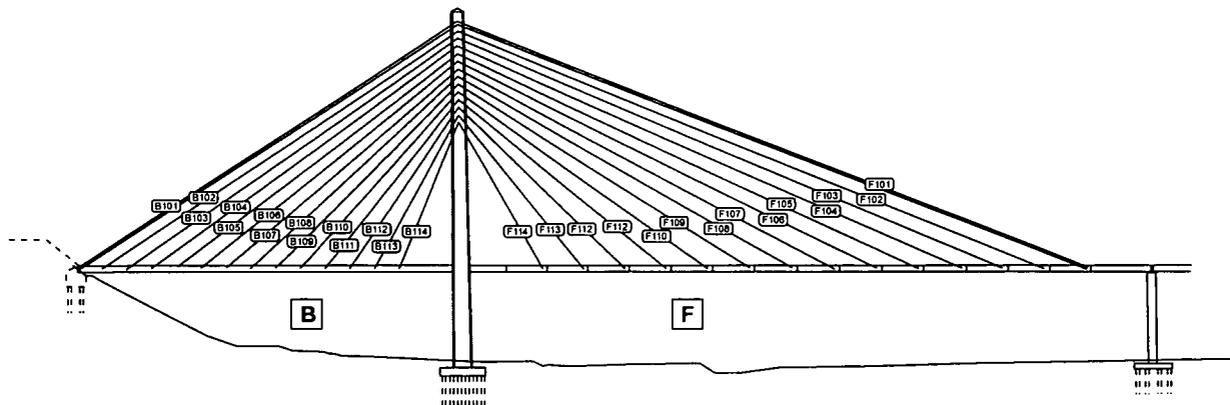


Bild 5.35 Kabelbezeichnung der Kao-Ping-Hsi Brücke

Das aus der statischen Berechnung vorhandene Stabwerksmodell wird im Rahmen dieser Arbeit modifiziert um eine korrekte dynamische Analyse durchführen zu können. Dadurch ist es möglich, die Auswirkung der nachträglichen Zusatzlasten auf die Veränderung der Kabelkräfte sowie der Tragwerksfrequenzen zu untersuchen.

Durch die Ausführung des Tragwerkes als Mittelträgerschrägseilbrücke mit zwei parallelen Kabelebenen in geringem Abstand kann das dynamische Verhalten von jeweils zwei Kabel gleichzeitig erfasst werden (siehe dazu Bild 5.36). Die simultane Messung gleicher Kabel ermöglicht eine Gegenüberstellung für gleiche Belastungszustände (Verkehrs- und Windlast). Die Montage der Sensoren erfolgte durch die gute Zugänglichkeit während der Bauphasen etwa 1,5 m über Grund, oberhalb der Überschubrohre sowie des Dichtungskörpers.

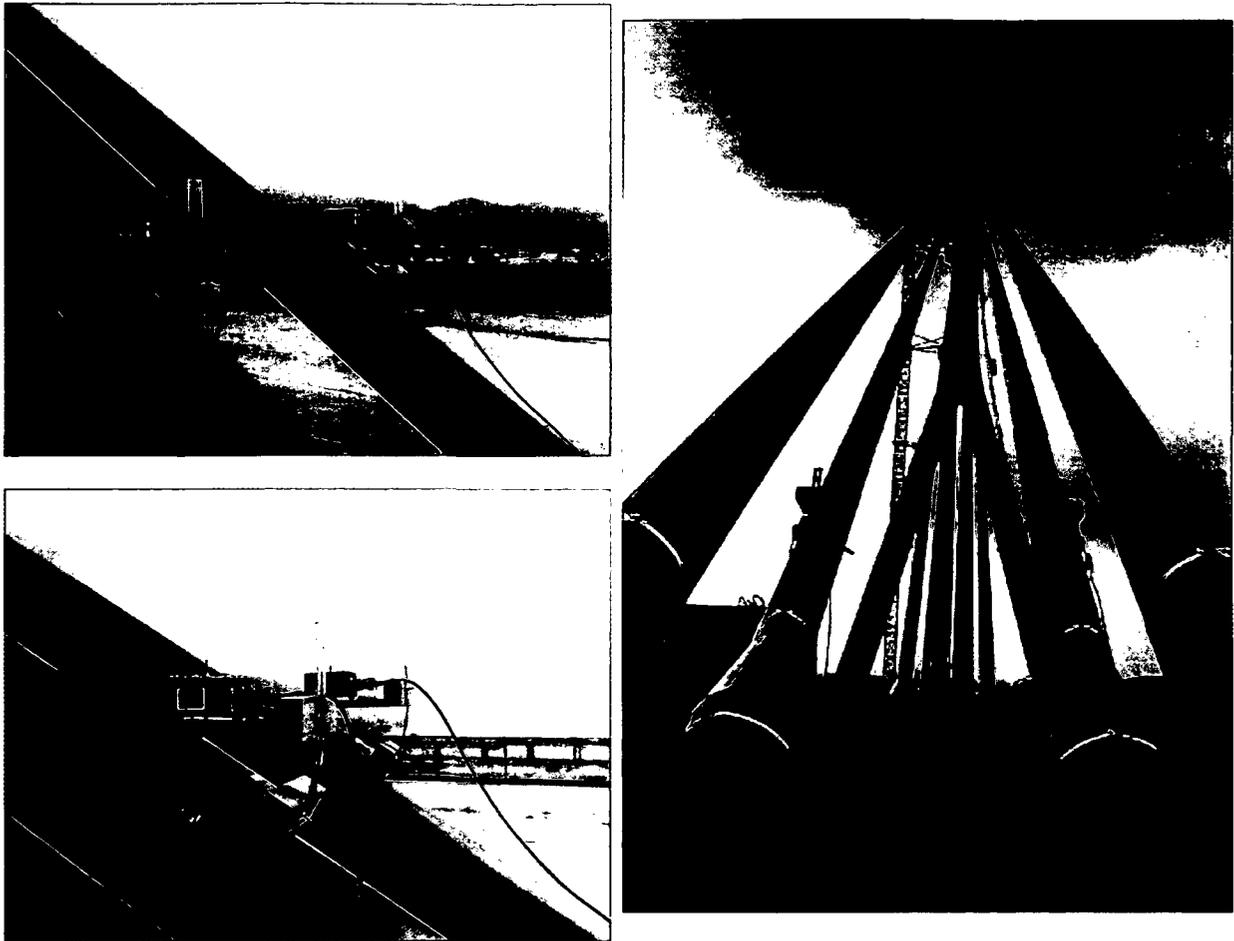


Bild 5.36 Durchführung der Schwingungsmessungen am Tragwerk

Die gemessenen Grundfrequenzen der Schrägkabel liegen zwischen 0,31 Hz für Kabel F100 und 1,52 Hz für Kabel B114. Die Schwingungscharakteristik der einzelnen Kabel ist in allen Raumrichtungen einwandfrei identifizierbar, wobei insbesondere für die langen Kabel durch die ambiente Anregung ausgezeichnete Signale (gute Anregung durch den Wind) aufgezeichnet werden konnten. Bei den kurzen und steil angeordneten Kabel sind die Oberschwingungen im hohen Frequenzbereich durch die geringe Reaktion auf die Windanregung schwer identifizierbar (siehe dazu Bild 5.37). Durch fallweise verkehrende Baustellenfahrzeuge (ausgeprägtere Anregung) kann auch hier ein Bereich bis etwa 25 Hz (≈ 20 . Oberschwingung) zuverlässig bestimmt werden.

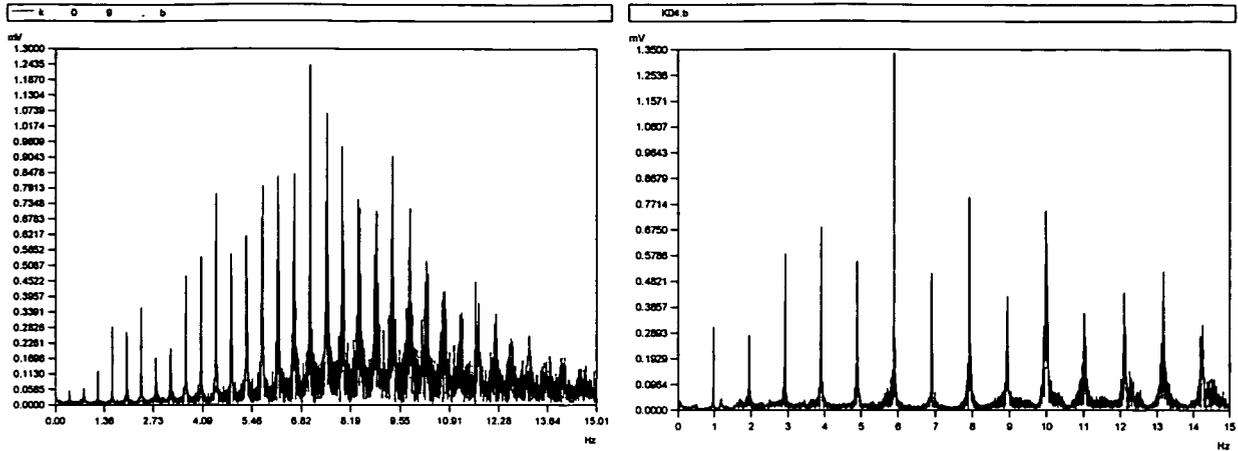
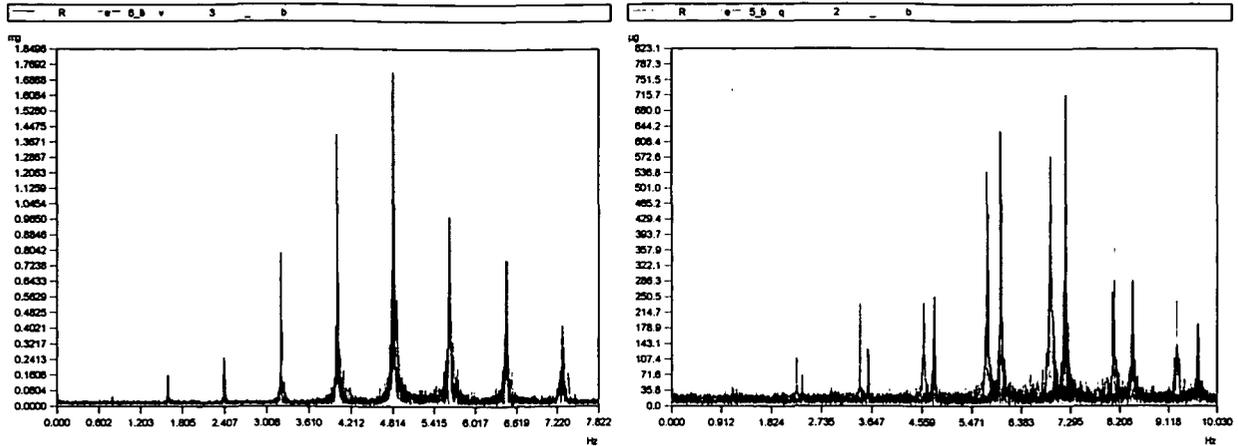


Bild 5.37 Eigenfrequenzen für ein langes (links) und sehr kurzes Kabel (rechts)

Die Gegenüberstellung der Kabelgrundfrequenzen zwischen nord- und südseitig orientierter Kabelebene zeigt keine außergewöhnlich hohen Differenzen (Vgl. dazu Tabelle 5.12). Die größten Abweichungen werden bei Kabel B101 ($\Delta = 6,8\%$) und B111 ($\Delta = 6,3\%$) festgestellt. Die Unterschiede der Kabelfrequenzen im Bereich der Hauptspanweite (Stahlkonstruktion) sind dabei geringer und liegen im Mittel bei $\Delta = 0,7\%$. Auf der Tragwerksseite mit Betonquerschnitt wird eine mittlere Abweichung der Kabelkräfte von $\Delta = 1,8\%$ bestimmt. Ein allfällig vorhandener Unterschied in den Kabeleigenfrequenzen kann sehr anschaulich durch eine Überlagerung beider Frequenzspektren entsprechend Bild 5.38 dargestellt werden.

Kabel Nr.	Gemittelte Freq. N	Gemittelte Freq. S	Differenz [%]	Kabel Nr.	Gemittelte Freq. N	Gemittelte Freq. S	Differenz [%]
B100	0,45	0,45	0,0	F100	0,31	0,31	0,0
B101	0,44	0,47	-6,8	F101	0,31	0,31	0,0
B102	0,47	0,48	-2,1	F102	0,37	0,37	0,0
B103	0,52	0,52	0,0	F103	0,37	0,36	2,7
B104	0,56	0,57	-1,8	F104	0,36	0,36	0,0
B105	0,59	0,60	-1,7	F105	0,38	0,38	0,0
B106	0,69	0,69	0,0	F106	0,41	0,41	0,0
B107	0,79	0,79	0,0	F107	0,51	0,51	0,0
B108	0,72	0,71	1,4	F108	0,51	0,51	0,0
B109	0,83	0,83	0,0	F109	0,49	0,48	2,0
B110	0,87	0,89	-2,3	F110	0,63	0,64	-1,6
B111	0,96	1,02	-6,3	F111	0,72	0,72	0,0
B112	1,09	1,11	-1,8	F112	0,85	0,87	-2,4
B113	1,14	1,15	-0,9	F113	1,13	1,14	-0,9
B114	1,52	1,49	2,0	F114	1,09	1,10	-0,9

Tabelle 5.12 Bestimmung der gemittelten Eigenfrequenzen aus den Messdaten



Vergleich Kabel 108 N-S

Vergleich Kabel B 111 N-S

Bild 5.38 Vergleich der Kabelkräfte zwischen parallelen Seilen

Im Zuge des Vergleichs zwischen den Kabelkräften, die auf Basis der dynamischen Messmethode entsprechend Abschnitt 5.1 bestimmt werden, und den projektierten Werten der statischen Berechnung zeigen sich bei einigen Kabel außergewöhnlich hohe Abweichungen. Die maximalen Differenzen werden für Kabel B114N ($\Delta = +50\%$), B114S ($\Delta = +45\%$) sowie für Kabel B112S ($\Delta = +42\%$) identifiziert (Vgl. dazu Tabelle 5.13). Überschreitungen der Kabelkräfte in einer solchen Größenordnung können durchaus ein Problem für die Tragfähigkeit des Zuggliedes darstellen. Da jedoch die Auslegung von Schrägseilen üblicherweise auf maximal 60% der zulässigen Vorspannkraft erfolgt, ist noch ausreichende Sicherheit bis zum Versagen vorhanden. Zum Messzeitpunkt im Jahr 1999 war das Tragwerk noch nicht fertiggestellt, wobei der letzte Bauabschnitt des Hauptträgers eingehoben werden musste. Durch die folgenden Umlagerungen des Systems bei Erreichen der Endgeometrie nach Bauabschluss ist jedoch mit einer Abnahme der kritischen Kabelkräfte zu rechnen.

Kabelbezeichnung	Gemittelte Eigenfrequenz f_1 - f_5 gemessen Kabel N	Gemittelte Eigenfrequenz f_1 - f_5 gemessen Kabel S	Abstand Ankerpunkten	Freie Schwingungslänge	Eigengewicht des Kabels	Kabelkraft aus Eigenfrequenzen - N	Kabelkraft aus Eigenfrequenzen - S	Kabelkraft; Sollwert Statische Berechnung	Differenz Messung/Statik - N	Differenz Messung/Statik - S
	[Hz]	[Hz]	[m]	[m]	[kg/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
B100	0,45	0,45	219,21	212,28	155,83	5764	5713	5814	0,99	0,98
B101	0,44	0,47	216,87	209,87	155,83	5412	5988	5791	0,93	1,03
B102	0,47	0,48	206,27	199,29	133,23	4656	4836	4454	1,05	1,09
B103	0,52	0,52	194,48	187,55	146,58	5513	5620	5379	1,02	1,04
B104	0,56	0,57	182,77	175,86	140,42	5448	5565	5382	1,01	1,03
B105	0,59	0,60	171,15	164,25	133,23	5005	5193	4603	1,09	1,13
B106	0,69	0,69	159,64	152,75	147,61	6483	6559	6028	1,08	1,09
B107	0,79	0,79	148,26	141,36	152,75	7639	7620	6474	1,18	1,18
B108	0,72	0,71	137,04	130,12	137,34	4782	4742	4357	1,10	1,09
B109	0,83	0,83	126,04	119,09	139,39	5408	5408	5206	1,04	1,04
B110	0,87	0,89	115,31	108,16	132,20	4693	4922	4334	1,08	1,14
B111	0,96	1,02	104,93	97,54	99,17	3493	3888	3370	1,04	1,15
B112	1,09	1,11	95,02	87,27	85,81	3083	3244	2287	1,35	1,42
B113	1,14	1,15	85,74	77,39	129,12	4034	4091	2935	1,37	1,39
B114	1,52	1,49	77,32	69,82	97,11	4358	4227	2912	1,50	1,45
F100	0,31	0,31	327,13	318,66	134,25	5342	5376	4544	1,18	1,18
F101	0,31	0,31	325,04	315,14	134,25	5225	5125	4507	1,16	1,14
F102	0,37	0,37	305,61	296,85	125,01	5967	5903	5409	1,10	1,09
F103	0,37	0,36	285,65	277,03	135,28	5778	5382	4848	1,19	1,11
F104	0,36	0,36	265,75	257,28	136,31	4782	4756	4697	1,02	1,01
F105	0,38	0,38	245,95	237,64	132,20	4335	4312	3918	1,11	1,10
F106	0,41	0,41	226,26	218,12	147,61	4791	4768	4808	1,00	0,99
F107	0,51	0,51	206,71	198,74	151,72	6210	6113	4953	1,25	1,23
F108	0,51	0,51	187,36	179,55	142,47	4722	4760	3582	1,32	1,33
F109	0,49	0,48	168,26	160,60	138,36	3469	3289	4345	0,80	0,76
F110	0,63	0,64	149,51	141,99	129,12	4159	4199	3956	1,05	1,06
F111	0,72	0,72	131,27	123,83	96,09	3013	3021	2873	1,05	1,05
F112	0,85	0,87	114,43	106,30	84,78	2762	2867	2269	1,22	1,26
F113	1,13	1,14	98,00	89,67	103,28	4257	4309	4211	1,01	1,02
F114	1,09	1,10	83,42	75,92	103,28	2829	2886	2436	1,16	1,18

Tabelle 5.13 Berechnung der wirksamen Kabelkraft aus den Messdaten

In diesem Zusammenhang ist zu berücksichtigen, dass die als Referenzwert definierten Kabelkräfte aus der statischen Berechnung nicht direkt mit den gemessenen Werten verglichen werden können. Grund dafür ist, dass der jeweilige Bauzustand, der einen erheblichen Einfluss auf die Kabelkräfte ausübt, meist nicht vollständig realistisch auf das Rechenmodell übertragen werden kann. Erst eine Untersuchung des Tragwerkes nach Fertigstellung und Verkehrsübergabe würde hier eindeutige Schlussfolgerungen zulassen.

Der Vergleich des Eigenfrequenzverlaufes zwischen einem langen Kabel (F100, L = 327,13 m) und einem kurzen Kabel (F114, L = 83,42 m) zeigt den Einfluss der Biegesteifigkeit sehr deutlich. Ein Abweichen der Eigenfrequenzen vom idealen, linearen Verlauf ist erkennbar. Dabei verhält sich das kurze Kabel mit verhältnismäßig großem Durchmesser stabähnlich. Im Gegensatz dazu, ergibt sich für das Kabel F100 bis zur 20. Oberschwingung ein annähernd linearer Verlauf, wobei dieser eher der dynamischen Idealvorstellung eines straff gespannten Drahtes entspricht (Vgl. dazu Bild 5.39).

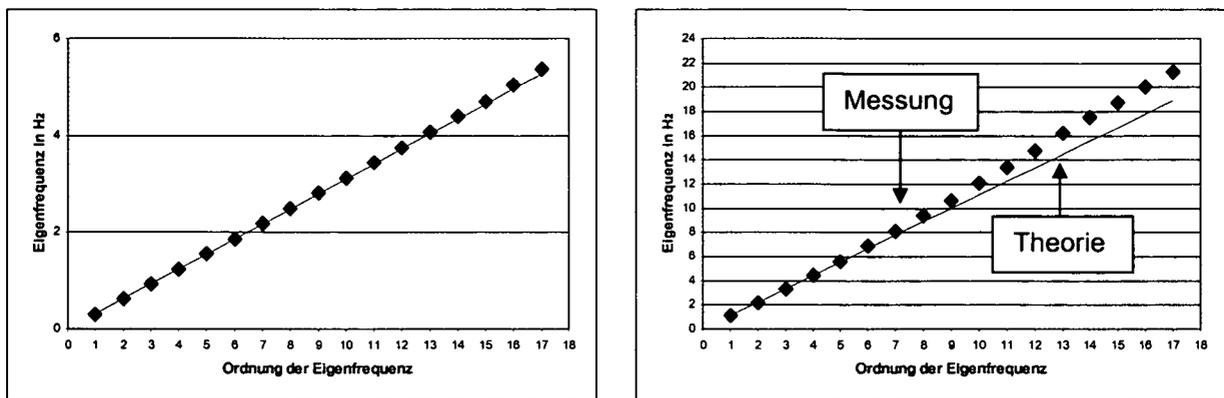


Bild 5.39 Verlauf der Eigenfrequenzen für ein sehr langes (links) sowie ein kurzes Kabel (rechts)

Die Auswertung der Dämpfungsparameter, entsprechend der im Kapitel 5.1 angeführten Vorgangsweise, zeigt einen Trend zu höheren Dämpfungswerten für kürzere Kabel. Die Dämpfungskoeffizienten für die erste Eigenfrequenz in Kabelebene bewegen sich in einem Bereich von $\xi = 0,32\%$ für Kabel B103S bis $\xi = 1,10\%$ für das Kabel F114S (Vgl. dazu Tabelle 5.14).

Kabelbezeichnung	Gemittelte Frequenz f_1 - f_5 Kabel N	Gemittelte Frequenz f_1 - f_5 Kabel S	Abstand Ankerpunkte	Freie Schwingungslänge	Eigengewicht Kabel	Kabelkraft aus Eigenfrequenzen - N	Kabelkraft aus Eigenfrequenzen - S	Kabelkraft; Sollwert Statische Berechnung	Dämpfungskoeffizient N - 1. Eigenfrequenz	Dämpfungskoeffizient S - 1. Eigenfrequenz
	[Hz]	[Hz]	[m]	[m]	[kg/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[%]
B100	0,45	0,45	219,21	212,28	155,83	5764	5713	5814	0,40	0,45
B101	0,44	0,47	216,87	209,87	155,83	5412	5988	5791	0,40	0,42
B102	0,47	0,48	206,27	199,29	133,23	4656	4836	4454	0,50	0,38
B103	0,52	0,52	194,48	187,55	146,58	5513	5620	5379	0,38	0,32
B104	0,56	0,57	182,77	175,86	140,42	5448	5565	5382	0,38	0,42
B105	0,59	0,60	171,15	164,25	133,23	5005	5193	4603	0,60	0,52
B106	0,69	0,69	159,64	152,75	147,61	6483	6559	6028	0,49	0,65
B107	0,79	0,79	148,26	141,36	152,75	7639	7620	6474	0,41	0,51
B108	0,72	0,71	137,04	130,12	137,34	4782	4742	4357	0,72	0,74
B109	0,83	0,83	126,04	119,09	139,39	5408	5408	5206	0,81	0,69
B110	0,87	0,89	115,31	108,16	132,20	4693	4922	4334	0,82	0,83
B111	0,96	1,02	104,93	97,54	99,17	3493	3888	3370	0,79	0,71
B112	1,09	1,11	95,02	87,27	85,81	3083	3244	2287	0,83	0,94
B113	1,14	1,15	85,74	77,39	129,12	4034	4091	2935	0,91	0,89
B114	1,52	1,49	77,32	69,82	97,11	4358	4227	2912	0,92	0,96
F100	0,31	0,31	327,13	318,66	134,25	5342	5376	4544	0,42	0,46
F101	0,31	0,31	325,04	315,14	134,25	5225	5125	4507	0,48	0,52
F102	0,37	0,37	305,61	296,85	125,01	5967	5903	5409	0,49	0,53
F103	0,37	0,36	285,65	277,03	135,28	5778	5382	4848	0,69	0,72
F104	0,36	0,36	265,75	257,28	136,31	4782	4756	4697	0,47	0,66
F105	0,38	0,38	245,95	237,64	132,20	4335	4312	3918	0,74	0,68
F106	0,41	0,41	226,26	218,12	147,61	4791	4768	4808	0,79	0,84
F107	0,51	0,51	206,71	198,74	151,72	6210	6113	4953	0,43	0,69
F108	0,51	0,51	187,36	179,55	142,47	4722	4760	3582	0,64	0,71
F109	0,49	0,48	168,26	160,60	138,36	3469	3289	4345	0,81	0,83
F110	0,63	0,64	149,51	141,99	129,12	4159	4199	3956	0,69	0,77
F111	0,72	0,72	131,27	123,83	96,09	3013	3021	2873	0,73	0,78
F112	0,85	0,87	114,43	106,30	84,78	2762	2867	2269	0,79	0,83
F113	1,13	1,14	98,00	89,67	103,28	4257	4309	4211	0,98	0,90
F114	1,09	1,10	83,42	75,92	103,28	2829	2886	2436	1,02	1,10

Tabelle 5.14 Bestimmung der modalen Dämpfungen aus den Messdaten

Grundsätzlich ist ein Trend zu niedrigeren Dämpfungswerten bei höherer Kabelkraft (längere Kabel) erkennbar. Dies lässt sich durch die Unterbindung der Relativbewegung zwischen den einzelnen Drähten des Parallellitzenkabels (siehe dazu Kapitel 4.2.5) bei höheren Vorspannkraften erklären. Grund dafür ist, dass die einzelnen Litzen durch die hohe Spannung unabhängiges Verhalten aufweisen und die Kontaktflächen zwischen den einzelnen Bündel reduziert werden (siehe dazu Bild 5.40). Höhere Dämpfungswerte resultieren hauptsächlich aus der Reibung zwischen den einzelnen Litzen. Dieses Ergebnis ist jedoch nicht für alle Kabeltypen zutreffend. Beispielsweise zeigt sich bei vollverschlossenen Seilen mit verdrehten Litzen entsprechend Kapitel 4.2.3 ein umgekehrter Trend, wobei die erhöhten Dämpfungswerte durch die Kontaktspannungen zwischen den einzelnen Drähten verursacht werden.

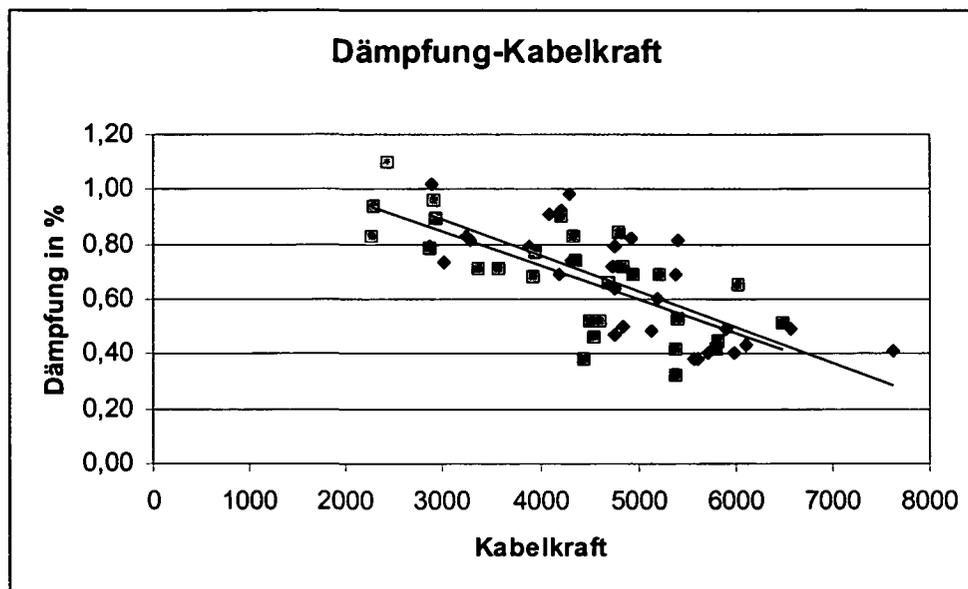


Bild 5.40 Zusammenhang zwischen modaler Dämpfung und Kabelkraft

6 Ergebnisse der Untersuchungen

Um die erforderliche Datenbasis für die Erstellung dieser Dissertation zu schaffen, wurden im Zuge der beruflichen Tätigkeit des Autors in den Jahren 1997 bis 2003 Untersuchungen an mehr als 620 Schrägseilen durchgeführt. Die Auswertung der Messdaten sowie die daraus gezogenen Schlussfolgerungen führen zu zahlreichen Erkenntnissen, die bestehende Theorien bestätigen und neue Ergebnisse darstellen. Dabei ist zwischen projektspezifischen, nicht auf andere Tragwerke übertragbaren und allgemeinen, für alle Zugglieder seilgestützter Konstruktionen zutreffenden, Resultaten zu unterscheiden. Im Abschnitt 6.1 werden diese allgemeinen Ergebnisse zusammengefasst. Kapitel 6.2 befasst sich mit der genauen Bestimmung der wirksamen Kabelkraft auf Basis von Schwingungsuntersuchungen, wobei die Biegesteifigkeit berücksichtigt und auf den Temperatureinfluss hingewiesen wird. Kapitel 6.3 beschäftigt sich mit der Berechnung modaler Dämpfungswerte auf Basis ambientscher Schwingungsmessungen. Das entwickelte Auswerteverfahren für Schrägseile wird in Kapitel 6.4 gezeigt und stellt eine Erweiterung von Kapitel 5.1 um die Erkenntnisse des Autors dar.

6.1 Allgemeine Erkenntnisse

- (1) Durch die Schwingungsuntersuchungen eines Schrägseiles mit einem Sensor (Beschleunigungs-, Geschwindigkeitsaufnehmer), der in der Nähe der Kabelverankerung und damit in der Nähe des Schwingungsknotenpunktes angebracht wird, ist eine Identifizierung der Eigenfrequenzen und Dämpfungswerte (Vgl. dazu Kapitel 5.1) möglich. Obwohl im Regelfall nur geringe Schwingungsamplituden in diesem Bereich auftreten (siehe dazu Bild 6.1), ist die Lage dieses Messpunktes für die Untersuchungen aus technischen und ökonomischen Überlegungen (Zugänglichkeit, Montagezeit) zielführend. Für die erforderliche Qualität der Ergebnisse ist es - durch die geringen Schwingungsamplituden im Bereich der Verankerung - erforderlich, sehr sensible Aufnehmer einzusetzen (Empfindlichkeit 0,03g/g, Rauschanteil 2,5 μ V, Dynamischer Bereich 135 dB zwischen 0,01 und 50 Hz).

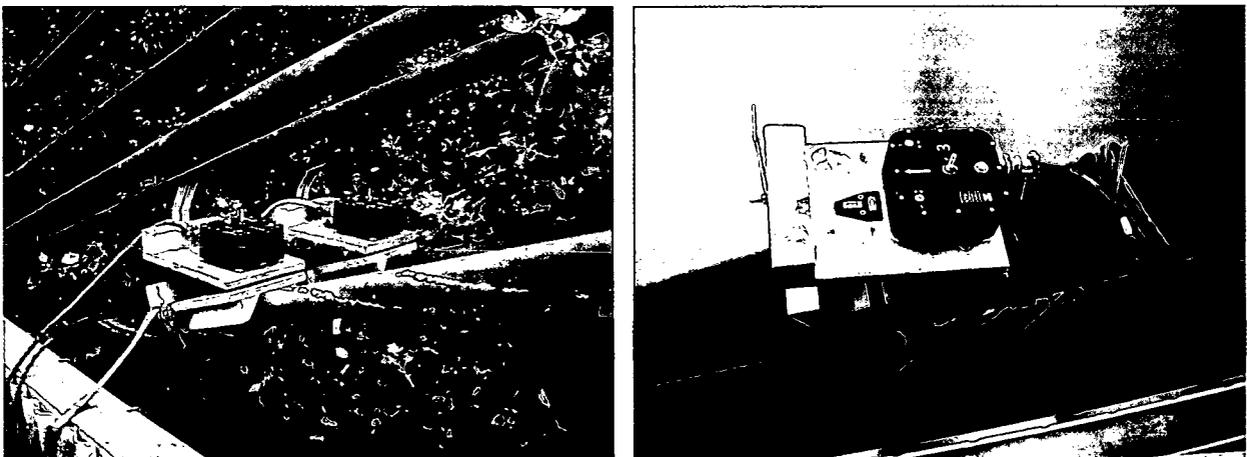


Bild 6.1 Beschleunigungssensoren auf einem Schrägseil der Donaukanalbrücke (links) und Tulln (rechts)

(2) Ein Unterschied zeigt sich naturgemäß bei der Betrachtung der Schwingungsamplituden am Messort. Bei Versuchen an der Donaubrücke Tulln wird festgestellt, dass zwischen der Montage des Sensors am vorgeschlagenen Aufstellpunkt und der Befestigung in Kabelmitte keine qualitativen und quantitativen Unterschiede bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen erkennbar sind. Die Schwingungsamplituden sowie der Energiegehalt der jeweiligen Eigenfrequenz, ausgedrückt durch den Betrag der Schwingungsamplitude bei der zugehörigen Eigenfrequenz, sind jedoch unterschiedlich. Für das Kabel 15 der Donaubrücke Tulln liegen die gemessenen Schwingwege bei ± 1 mm am Kabelende (bei 5% der Kabellänge) und bei ± 6 mm in Kabelmitte. Für Kabel 11 werden Schwingungsamplituden am Kabelende von $\pm 0,5$ mm bzw. von ± 3 mm in Kabelmitte identifiziert. Insbesondere weist dabei die erste Eigenschwingungsform nur eine schwache Ausprägung der Eigenfrequenzspitze im Spektrum auf, da sich der Maximalwert des Schwingungsbauches in Kabelmitte befindet (siehe Bild 6.2). Der Wert der Schwingungsamplitude am Messort des Kabels in Abhängigkeit von der betrachteten Eigenschwingungsform ist in dem linken Teil von Bild 6.2 gezeigt.

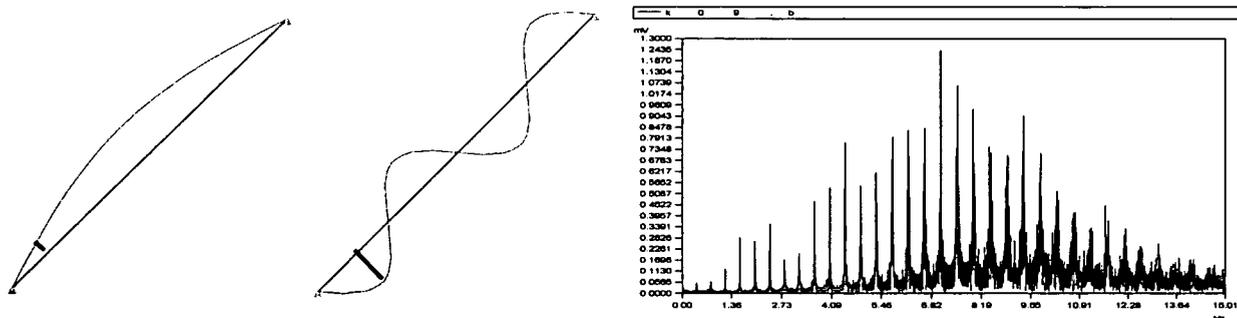


Bild 6.2 Schwingungsform der ersten und vierten Kabelschwingung und Frequenzspektrum (Kabel OW 15 Tulln)

(3) Die ambiente Anregung ist sehr gut geeignet, um die dynamische Strukturantwort bei Schrägseilen zu identifizieren. Da für Untersuchungen dreidimensionale Aufnehmer [193] eingesetzt wurden, kann bezogen auf den Sensor ein Signal in longitudinaler, vertikaler und transversaler Richtung aufgezeichnet und ein zugehöriges Frequenzspektrum berechnet werden (siehe dazu Bild 6.3). Durch das Messprinzip der eingesetzten Sensoren (Vgl. Kapitel 5.1) ist eine Montage des Aufnehmers in horizontaler Lage erforderlich. Die Reaktionen des Kabels sind daher ausgehend vom Koordinatensystem des Sensors zu beurteilen.

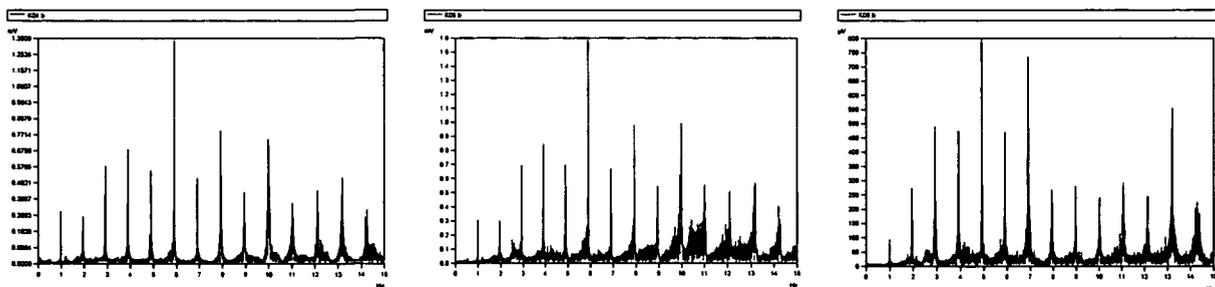


Bild 6.3 Frequenzspektrum eines Schrägseiles der Donaustadtbrücke longitudinal, vertikal und transversal

- (4) In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass die Schwingungseigenschaften von Seilen in Vibrationen innerhalb der Kabelebene („in-plane-motion“) und außerhalb der Kabelebene („out-of-plane“) unterschieden werden. Die Bewegungen außerhalb der Kabelebene erfolgen immer normal auf die Schwingungen in Kabelebene. Durch unterschiedliche Randbedingungen (Verankerung) sowie durch den Einfluss des Kabeleigengewichtes sind die Werte der Frequenzen innerhalb und außerhalb der Kabelebene geringfügig unterschiedlich. Bei Auswertung und Interpretation der Ergebnisse ist daher die jeweilige Bewegungsrichtung und zugehörige Eigenfrequenz zu beachten. Die Bewegungsanteile eines Schrägseiles in Richtung der Kabelachse (Längsrichtung) sind vernachlässigbar klein.

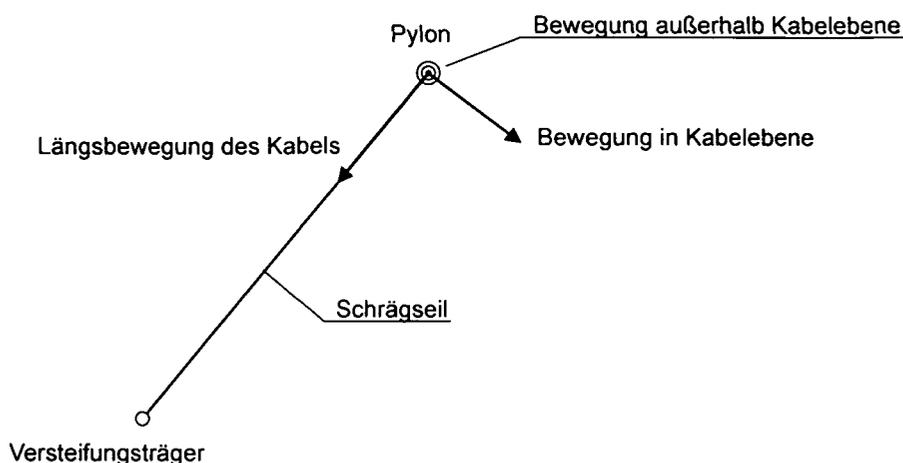


Bild 6.4 Definitionen der Schwingungsrichtungen eines Schrägseils, Ansicht und Koordinatensystem

- (5) Werden zur Montage der Beschleunigungsaufnehmer spezielle Haltevorrichtungen verwendet, ist auf eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Kabel und Sensor zu achten. Es sind das Eigenschwingverhalten der Haltevorrichtung sowie allfällige Reibungseffekte zu berücksichtigen, um Fehlinterpretationen der Kabelcharakteristik hinsichtlich Eigenfrequenzen und Dämpfungskoeffizienten zu vermeiden.
- (6) Die Umrechnung des gemessenen Zeitsignals in den Frequenzbereich durch eine Fast-Fourier-Transformation (FFT) (siehe Kapitel 3.3.2.2 und Kapitel 5.1) ergibt durch die Schwingungscharakteristik von Schrägseilen im Regelfall sehr ausgeprägte Frequenzspektren mit eindeutig erkennbaren Eigenfrequenzen (siehe dazu beispielsweise Bild 6.3).
- (7) Bezugnehmend auf die Unterscheidung der Kabelbewegung innerhalb und außerhalb der Seilebene ist aus den Messdaten erkennbar, dass ein Schrägseil bei der Schwingung eine kreisförmige bzw. elliptische Bahn um seine Mittelachse ausführt. Dabei beginnt das Kabel meist vertikal zu schwingen und in weiterer Folge wird die Bewegung außerhalb der Kabelebene induziert. Die bei analytischen Berechnungen festgestellte Trennung der Bewegung in und aus der Ebene entspricht daher nicht den realen Bewegungsabläufen. Dieses Verhalten ist in der Literatur [80], [100] und [101] als „Ballooning“ Effekt beschrieben und kann durch Verformungsmessungen des Kabels mit einem Lasersystem verifiziert werden.

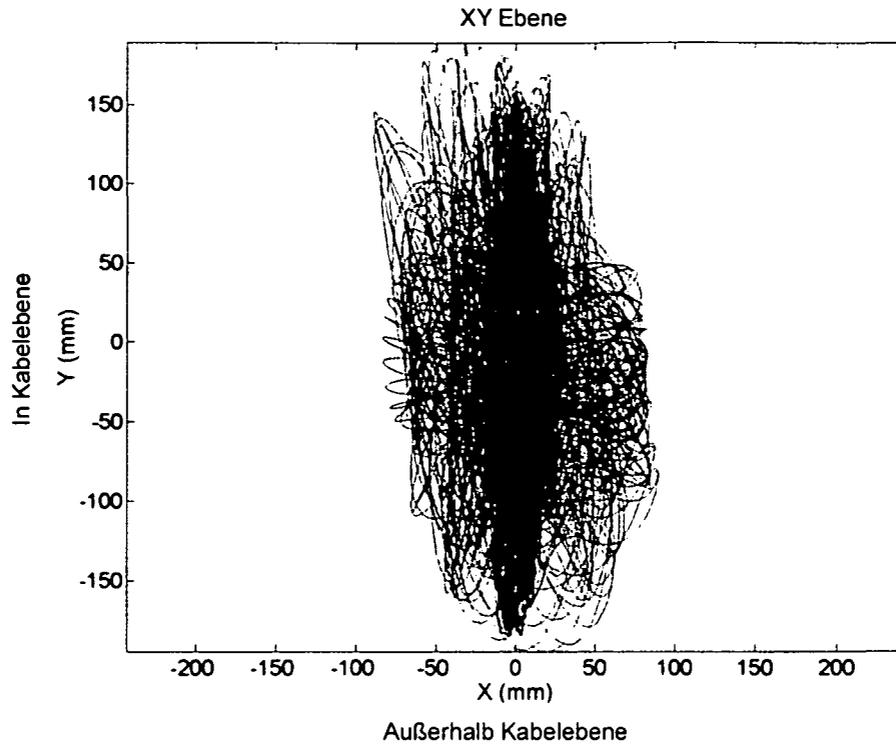


Bild 6.5 Bewegung eines Schrägseiles im Querschnitt (durch Laser bestimmt)

- (8) Der traditionellen Berechnung der Kabelkraft nach Kapitel 3.6 und 5.1 wird zugrunde gelegt, dass ein linearer Zusammenhang (f_1 =Grundfrequenz, $f_2=2f_1$, $f_3=3f_1$, usw.) zwischen Grund- und Oberschwingungen gegeben ist. Dieser lineare Verlauf entspricht dem Verhalten eines straff gespannten Drahtes (ideales Seil) ohne Durchhang auf Grund von Eigengewicht und ohne Biegesteifigkeit. Für Kabel im Brückenbau ist diese Annahme jedoch nicht gültig, da sich durch Eigengewicht, Biegesteifigkeit und Randbedingungen (Lagerungsbedingungen) Differenzen ergeben. Diese Abweichung der Eigenfrequenzen vom idealen (linearen) Verlauf zeigen sich deutlich, wenn die Ordnung der Eigenfrequenz dem entsprechenden k-ten Eigenfrequenzwert gegenüber gestellt werden (siehe dazu Bild 6.6). Zwischen den ersten Eigenschwingungsformen ($\approx f_1 - f_5$) stellt sich meist ein linearer Zusammenhang ein, während für die Eigenfrequenzen höherer Ordnung ist bereits deutlich ein abweichender Trend von der idealen Geraden erkennbar.
- (9) Entsprechend Bild 6.6 gewinnt dabei der Einfluss der Biegesteifigkeit für die Oberschwingungen eines Kabels innerhalb und außerhalb der Kabelebene zunehmend an Bedeutung. Soll nun die wirksame Kabelkraft unter Zugrundelegung von Eigenfrequenzmessungen berechnet werden, ist die Biegesteifigkeit für die exakte Bestimmung der Kräfte unbedingt zu berücksichtigen. Eine Vorgangsweise für die verbesserte Berechnung der Kabelkraft ist in Kapitel 6.2 gezeigt.

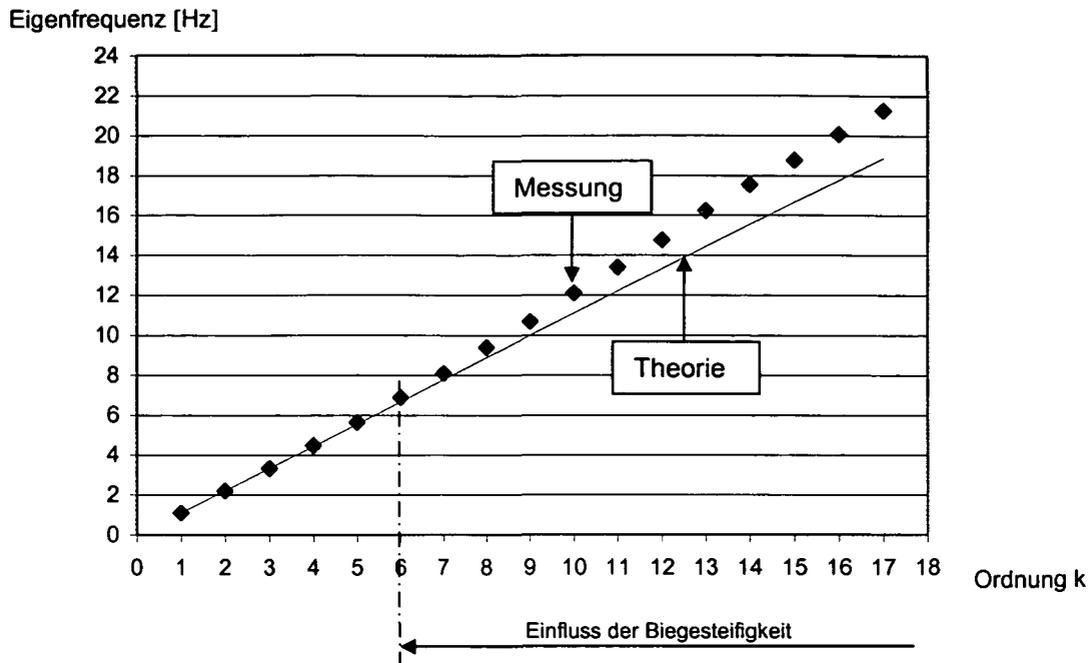


Bild 6.6 Verlauf der Eigenfrequenzen eines Schrägseiles der Donaubrücke Tulln

(10) Bei einem Vergleich der Frequenzspektren innerhalb und außerhalb der Kabelebene zeigen sich im äußeren Erscheinungsbild der Spektren deutliche Unterschiede. Dabei sind die Frequenzspektren der Bewegungskomponente aus der Kabelebene charakteristisch ausgeprägt und die einzelnen Eigenschwingungsformen sehr deutlich identifizierbar. Die Eigenfrequenzen der Schwingung innerhalb der Kabelebene sind durch Kopplung und Interaktion mit dem Hauptträger oder dem Pylon (siehe dazu Kapitel 4.5.9) weniger deutlich ausgeprägt. Bei der Zuordnung von Eigenfrequenzen, die im Spektrum eines Schrägseiles erkennbar sind, ist daher immer auf die Charakteristik des instrumentierten Elementes zu achten, um zwischen den globalen Eigenschwingungsformen des Tragwerkes und den Eigenschwingungsformen des Schrägseiles zu unterscheiden (siehe dazu Bild 6.7).

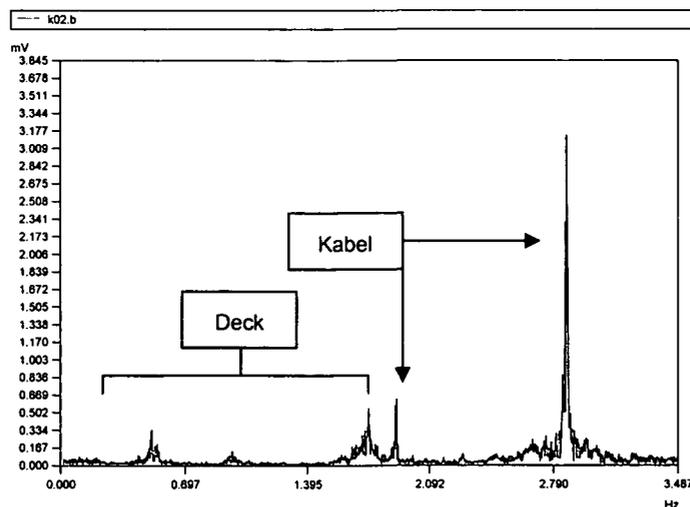


Bild 6.7 Eigenfrequenzen im Spektrum des Kabels OW 12 der Donaubrücke Tulln

(11) Der Beurteilung von Form und Ausprägung jeder Eigenfrequenz im Spektrum kommt große Bedeutung zu. Beispielsweise können dicht beieinanderliegende Eigenfrequenzen, für die der Begriff Doppelspitzen vom Autor eingeführt wird, einen Hinweis auf ein unplanmäßiges dynamisches Verhalten des Kabels darstellen. Doppelspitzen können durch die unterschiedlichsten Effekte hervorgerufen werden. In den meisten Fällen ist eine Veränderung der freien Schwingungslänge L (siehe dazu Bild 6.8) während der Messperiode als Ursache anzusehen. Die Verschiebung der Schwingungsknoten und damit die Reduktion der freien Schwingungslänge um ΔL (siehe Bild 6.8) kann durch konstruktive Bauteile wie Überschubrohre oder Abdeckbleche im Ankerbereich des Kabels ihren Ursprung haben. In Folge führt diese Verkürzung des Kabels in dynamischer Hinsicht zu einer proportionalen Veränderung der Eigenfrequenz, wodurch diese als zweite Spitze im Spektrum erkennbar ist. Diese Effekte werden meist an Kabel beobachtet, die hohen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, wobei der Kontaktbereich zwischen Kabel und dem zusätzlichen Bauteil (Überschubrohr) für eine Schadensanalyse (Ermüdung) von entscheidender Bedeutung ist (siehe dazu Bild 6.9). Durch die Übereinstimmung zwischen Kabel- und Tragwerksfrequenzen (Interaktion) können ebenfalls Doppelspitzen verursacht werden (siehe dazu Kapitel 4.5.9). Die entsprechende Ursache für dieses Phänomen ist durch eine ingenieurmäßige Beurteilung zu ergründen.

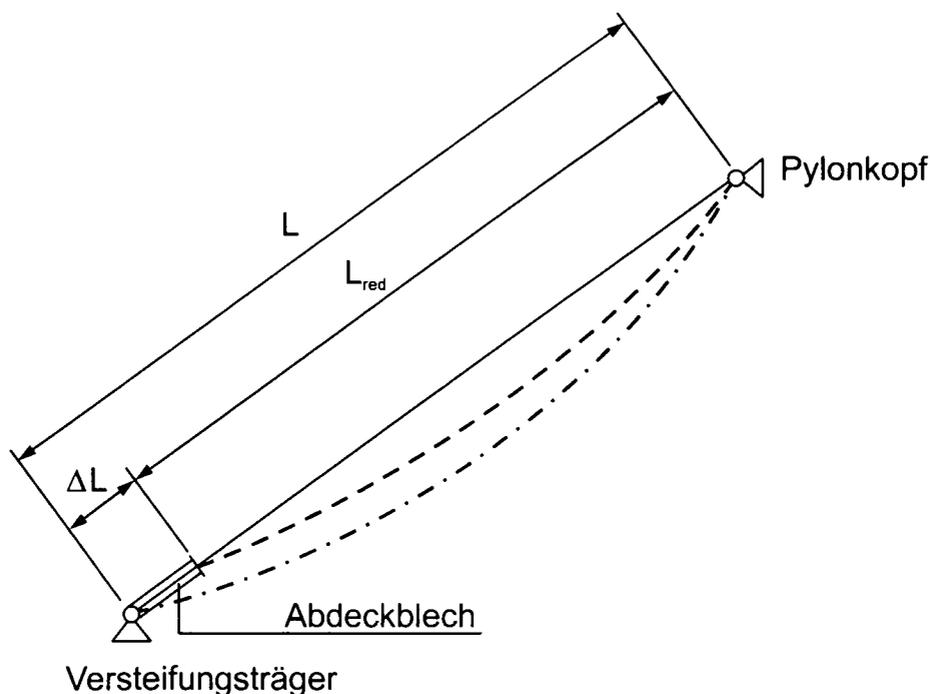


Bild 6.8 Veränderung der Schwingungslänge eines Schrägseils in Abhängigkeit von der Schwingungsamplitude und allfälliger Einbauteile des Kabels

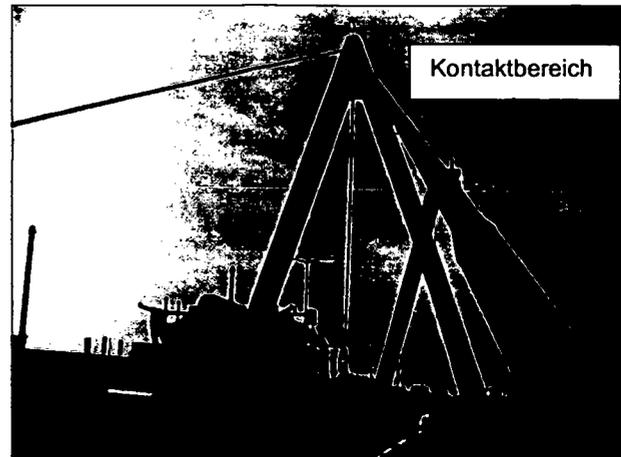
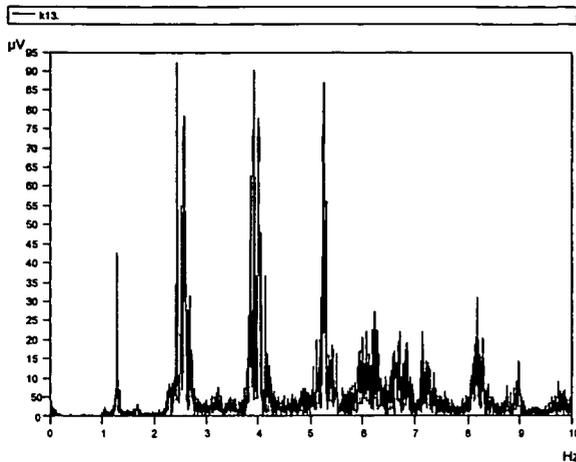


Bild 6.9 Frequenzspektrum durch Verkürzung der freien Schwingungslänge der Donaubrücke Steyregg

(12) Durch die Instrumentierung des Pylons mit einem dreidimensionalen Schwingungsaufnehmer kann dessen dynamische Charakteristik eindeutig bestimmt werden. Dabei sind analog zu den Schrägseilen die Eigenfrequenzen innerhalb und außerhalb der Kabelebene (bzw. Pylonebene) entkoppelt. Die erste Eigenfrequenz in Kabelebene entspricht meist auch der Biegegrundfrequenz des Brückentragwerkes, da durch die Schrägseile eine Verbindung zwischen Pylon und Hauptträger gegeben ist. Bei den Schwingungseigenschaften ist zwischen lokalen, auf einzelne Bauteile begrenzten Eigenschwingungsformen und den globalen, das gesamte Bauwerk betreffenden Eigenschwingungsformen, zu unterscheiden. Als Beispiel für eine lokale Schwingung ist die Bewegung einzelner Kabel anzuführen. Hingegen stellt die erste vertikale Biegeschwingung eine globale Eigenschwingung dar, die den Hauptträger, die Kabel sowie den Pylon gleichermaßen betrifft.

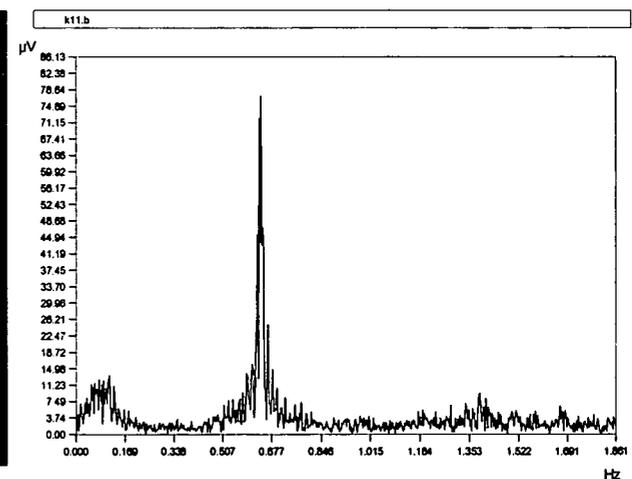


Bild 6.10 Schwingungsmessung sowie Frequenzspektrum des Pylons der Donaubrücke Tulln

(13) Bei denen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wird ein Zusammenhang zwischen der k -ten Eigenfrequenz und dem zugehörigen Dämpfungskoeffizienten eines Kabels festgestellt. Dabei ist ein Trend zu abnehmenden Dämpfungskoeffizienten für höhere Eigenschwingungsformen erkennbar. Der charakteristische Dämpfungsverlauf eines Seiles erfordert, die Beurteilung der Kabel hinsichtlich allfälliger Schwingungsprobleme immer für jede Eigenfrequenz getrennt durchzuführen (siehe Abschnitt 4.5.8). Die bisher praktizierten Verfahren, die entweder den Dämpfungskoeffizienten der ersten vertikalen Eigenschwingungsform heranziehen, oder einen für das gesamte Kabel repräsentativen Dämpfungswert aus dem Ausschwingverhalten nach künstlicher Auslenkung ableiten, sind daher nicht zielführend. Weiters ist zu berücksichtigen, dass entsprechend dem gewählten Identifikations-Algorithmus unterschiedliche Dämpfungskoeffizienten für die einzelnen Verfahren abgeleitet werden. Der Dämpfungsverlauf zeigt sich allerdings unabhängig vom gewählten Verfahren. Wird die tatsächliche Größenordnung von Dämpfungswerten gesucht, so ist die Stochastische Systemanalyse oder die Random-Decrement Technik anzuwenden.

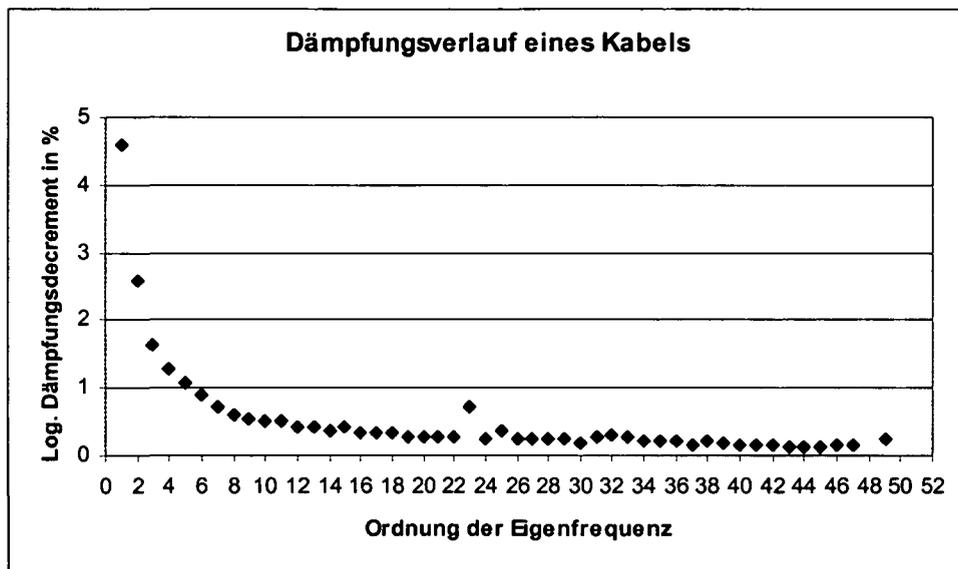


Bild 6.11 Logarithmisches Dämpfungsdecrement der Pylonbrücke Ludwigshafen in Abhängigkeit von der Ordnung der Eigenfrequenz

(14) Der im Kapitel 5.1 beschriebene Bandbreitenansatz für die Ableitung von modalen Dämpfungskoeffizienten zeigt bei Referenzversuchen im Vergleich zu ausgereiften Systemidentifikationsmethoden keine zuverlässigen Ergebnisse. Die Wahl der Glättungsintervallbreite für die quantitative Ermittlung der Dämpfungskoeffizienten ist von entscheidender Bedeutung. Die Dämpfung als Schadensindikator bei Anwendung des richtigen Verfahrens dürfte einen vielversprechenden Ansatz darstellen, da Untersuchungen an beschädigten Kabel einen Trend zu deutlich erhöhten Dämpfungskoeffizienten zeigen (siehe Kapitel 6.3). Dabei ist die größere Energiedissipation im Schadensbereich durch Reibung verantwortlich (Vgl. dazu Kapitel 3.5).

- (15) Die Bestimmung der Eigenfrequenzen eines Kabels durch händische Ablesung aus dem Spektrum (sogenanntes „Peak-Picking“) ist stark vom subjektiven Empfinden und der Erfahrung des Benutzers abhängig. Eine Untersuchung der individuellen Frequenzablesungen mehrerer Testpersonen zeigt eine Streuung der Eigenfrequenzen bis zu $\pm 5\%$. Diese Ungenauigkeit im Stadium der Frequenzablesung führt in Folge zu entsprechend großen Fehlern bei der Kabelkraftbestimmung. Aus diesem Grund ist es zielführend, durch eine automatisierte Frequenzablesung die Auswertung zu objektivieren, oder nur ausschließlich erfahrenes Personal mit der Analyse von Messdaten zu betreuen. Um die erwünschte Genauigkeit bei der Kabelkraftbestimmung zu erzielen, ist bei Ablesung der Eigenfrequenzen aus dem Spektrum die Bestimmung von mindestens zwei, optimalerweise drei Nachkommastellen für jeden Frequenzwert anzustreben. Um diese hohe Auflösung im Frequenzbereich zu erreichen, ist eine entsprechend hohe Abtastrate bei Aufzeichnung der Messdaten zwingend erforderlich (siehe dazu Kapitel 5.1).
- (16) Neben der Gegenüberstellung der aus Messung bestimmten Kabelkräfte mit den Sollwerten der statischen Berechnung, ist die periodische Überprüfung der Kabelkräfte und deren Vergleich mit einer früher erstellten Messreihe eine wichtige Anwendung der Überwachung. Kraftumlagerungen, wie sie bei seilgestützten Konstruktionen sehr oft vorkommen, sind dadurch innerhalb eines Schrägseilverbandes eindeutig identifizierbar. Das Langzeitverhalten eines Tragwerkes kann auf diese Weise sehr gut beurteilt werden. Eine gute Möglichkeit das Verhalten über die Zeit zu beurteilen ist die Erstellung von Trendverläufen der einzelnen Eigenfrequenzen. Die Flächendarstellung mit sogenannten Trendkarten repräsentiert ein Signal im Frequenz-Zeitbereich (siehe Bild 6.13), wobei die Abszisse der gemessenen Frequenz und die Ordinate der zugehörigen Zeiteinheit entspricht. Trendkarten werden durch Frequenzspektren periodischer Messungen erstellt, die zu unterschiedlichen Zeitpunkten aufgenommen werden. Durch die Darstellungsart ist die Fläche unterschiedlich einzufärben, wobei die Färbung dem Betrag der jeweiligen Frequenzspitze entspricht.

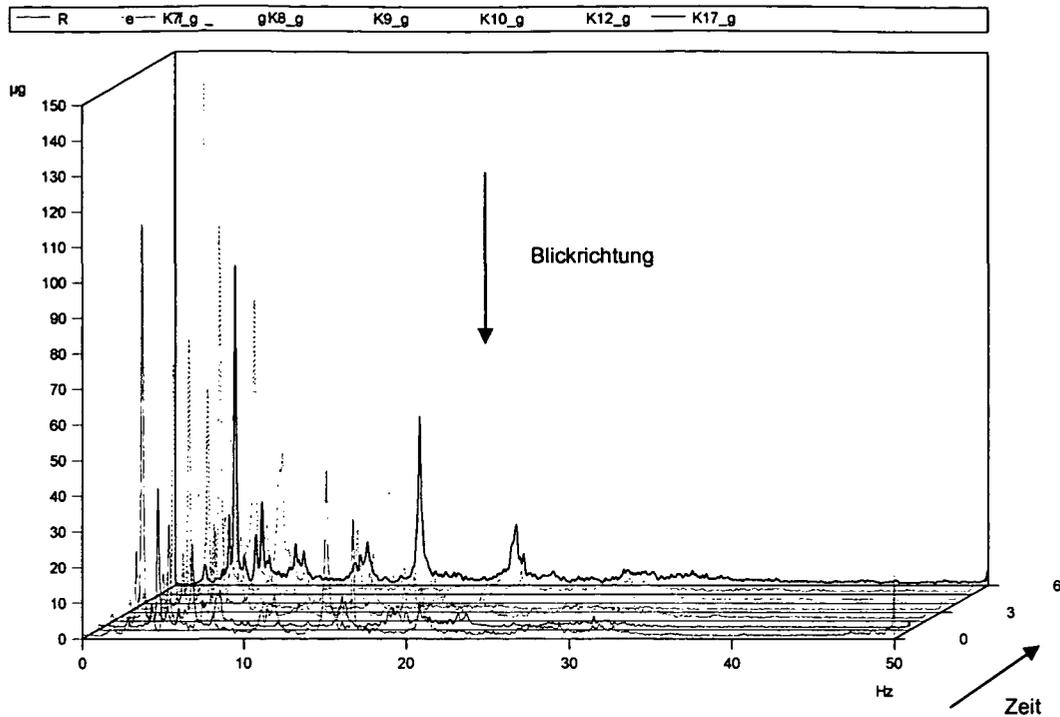


Bild 6.12 Entstehung von Trendkarten aus mehreren Einzelspektren

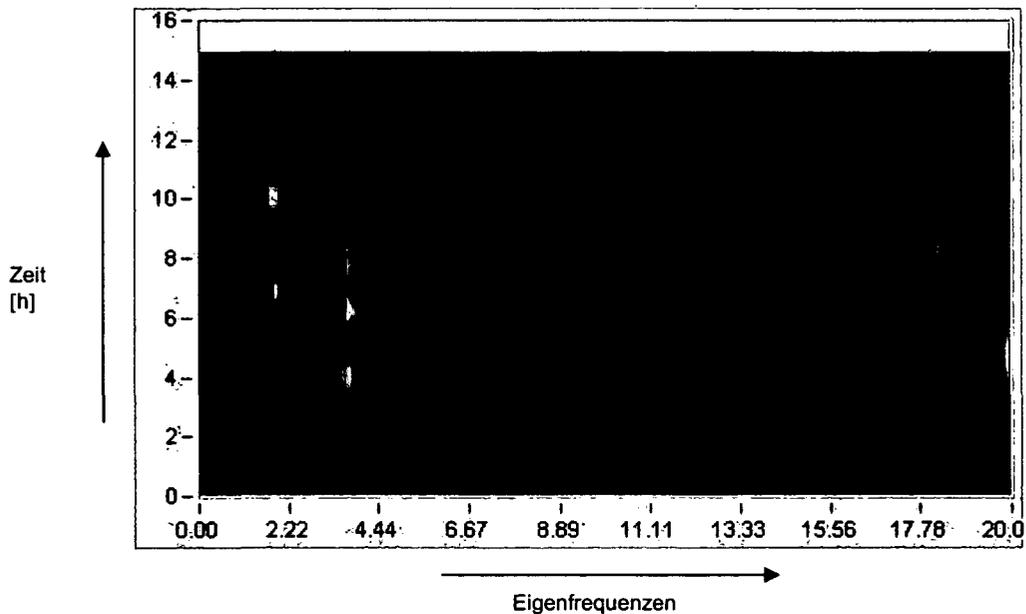


Bild 6.13 Trendkarte für die Beobachtung des Seilstranges 41 der Voestbrücke Linz

(17) Im Zusammenhang mit der Kontrolle der Kabelkräfte über die Zeit, ist es eine wesentliche Aufgabe der Zustandsüberwachung Veränderungen durch gewöhnliche Ursachen (Temperaturänderungen) von außergewöhnlichen Ursachen (Schäden) zu unterscheiden. Diese Abgrenzung stellt derzeit eine der größten Herausforderungen der Zustandsüberwachung auf Basis dynamischer Verfahren dar. Die Änderung der Umgebungstemperatur als gewöhnliche Ursache kann in Folge zu einer maßgebenden Verschiebung der Eigenfrequenzen durch Variationen der Randbedingungen führen (siehe dazu [49] und [142]).

Aus diesem Grund ist es erforderlich, dynamische Untersuchungen bei gleichen Temperaturverhältnissen durchzuführen. Die Luft- und Oberflächentemperatur des Kabels ist durch Messungen (siehe Bild 6.14) zu bestimmen, um eine Korrektur bei sehr großen Unterschieden vornehmen zu können.

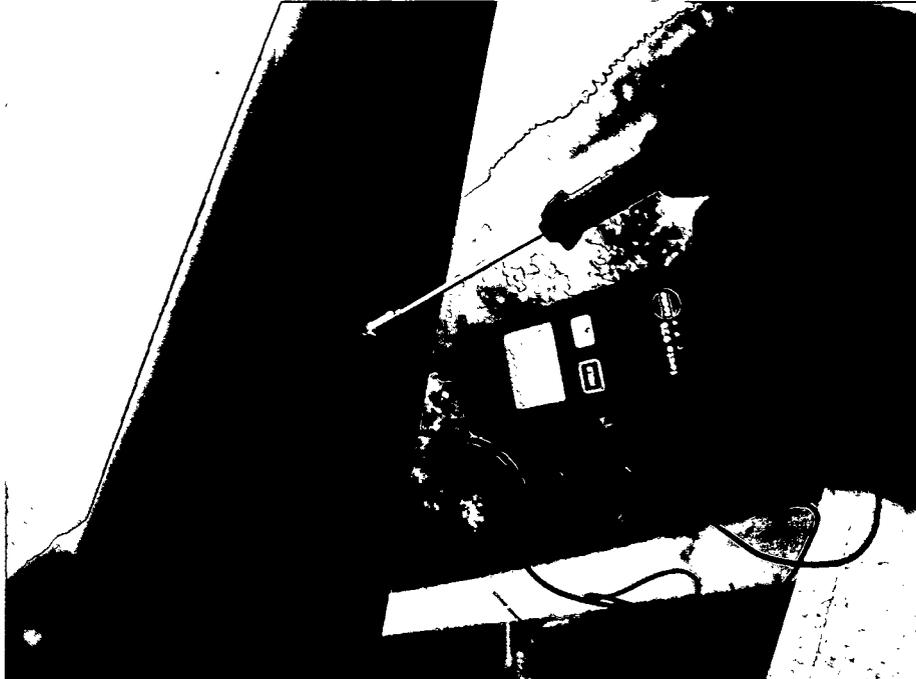


Bild 6.14 Messung der Oberflächentemperatur eines Schrägseiles

(18) Da die Eigenfrequenzen einer Schrägkabelbrücke temperaturempfindlich sind, führen die jahreszeitlichen Differenzen zu entsprechender Veränderung der dynamischen Charakteristik. Im Rahmen der beruflichen Tätigkeit des Verfassers war es möglich, durch die Installation mehrerer Beschleunigungsaufnehmer und Temperaturfühler an der Olympic Grand Bridge (OGB) in Korea (siehe dazu Bild 5.7) entsprechende Daten zu sammeln. Über den Messzeitraum von einem Jahr ist ein Temperaturverlauf im Hohlkasten des Hauptträgers von -3°C im Jänner bis $+25^{\circ}\text{C}$ im August festzustellen (siehe dazu Bild 6.15). Die Gegenüberstellung der Eigenfrequenz eines Schrägseiles zeigt einen deutlichen Trend zu höheren Eigenfrequenzen bei niedrigeren Temperaturen. Der gleiche Effekt ist auch für den Hauptträger des Brückentragwerkes erkennbar, wobei insbesondere bei Temperaturen unter 0°C die Erhöhung der Eigenfrequenzen sehr deutlich auftritt. Dabei dürfte hauptsächlich der versteifende Effekt des bituminösen Fahrbahnbelages einen wesentlichen Einfluss auf das dynamische Verhalten des Tragwerkes ausüben. Internationale Untersuchungen in [49], [89] und [127] haben zu korrespondierenden Ergebnissen geführt. Ein allgemein gültiges Verfahren zur Temperaturkompensation der Eigenfrequenzen an Tragwerken ist durch die unterschiedlichen Brückensysteme und variierenden Randbedingungen nicht realisierbar.

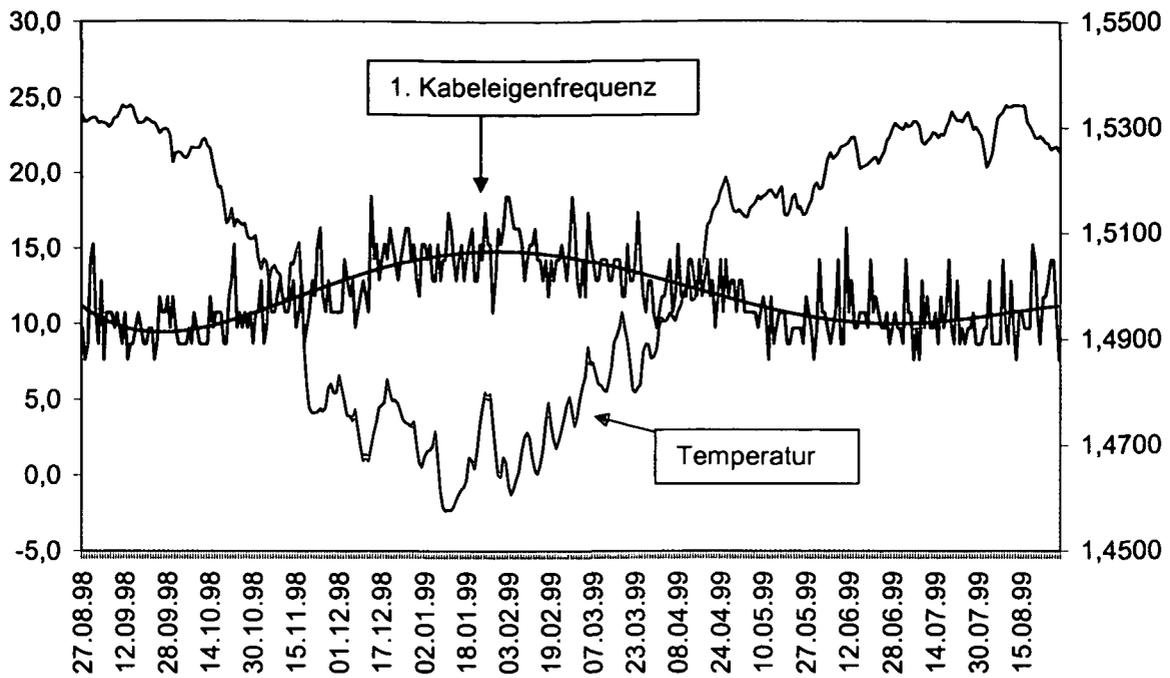


Bild 6.15 Zusammenhang zwischen 1. Kabeleigenfrequenz und Tragwerkstemperatur

6.2 Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit

Der Zusammenhang zwischen Zugkraft und Eigenfrequenzen ist seit langem bekannt und wird beispielsweise bei Saiteninstrumenten gezielt eingesetzt. Dabei unterscheidet sich lediglich der maßgebende Frequenzbereich (hörbare Bereich). Bereits in den 1950er Jahren wurde versucht durch Anregung eines Schrägseiles und Ermitteln der Schwingungsperiode durch Handauflegen für einen bestimmten Zeitraum die Eigenfrequenz zu bestimmen. Diese wurde in Folge zur Berechnung der wirksamen Kabelkraft nach Gleichung (131) herangezogen. Die Genauigkeit der Frequenz- und damit auch der Kraftbestimmung war für die ingenieurmäßige Anwendung jedoch nicht geeignet.

Für eine erste Betrachtung wird das Seil als undeformbar vorausgesetzt und entsprechend Bild 6.16 an seinem oberen Ende über ein reibungsloses Rollenlager geführt (Idealvorstellung 1). Am unteren Ende ist das Kabel im Abstand L fest verankert. Geht die Zugkraft gegen unendlich, nähert sich die Seillinie einer Geraden [165].

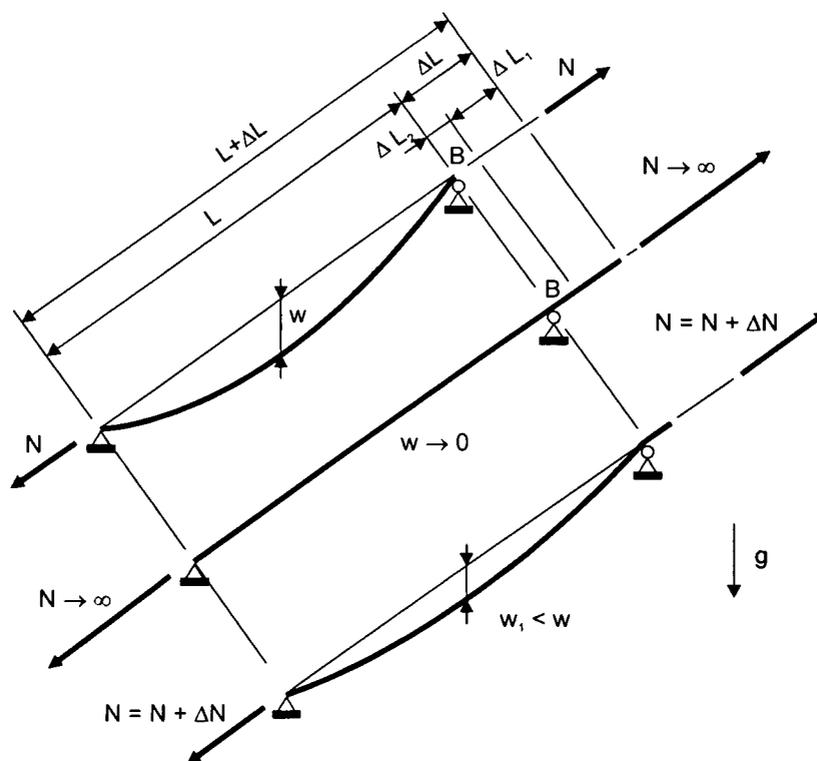


Bild 6.16 Geometrische Verhältnisse für ein Schrägseil unter Zugkraft [165]

Das Seilende im Punkt B verschiebt sich um die Länge ΔL , wenn der Seildurchhang w gegen Null geht. Wird die Zugkraft N im Kabel um ΔN erhöht, so verschiebt sich das Seilende an der Rolle um ΔL_2 (siehe dazu Bild 6.16). Die Kabelverschiebung durch Reduzierung des Durchhanges kann durch eine spezifische Dehnung

$$\epsilon_f = \frac{\Delta L_2}{L} \quad (220)$$

beschrieben werden und daraus ein fiktiver Elastizitätsmodul

$$E_f = \frac{\sigma}{\varepsilon_f} \quad (221)$$

ermittelt werden [165], wobei σ der Zugspannung im Seil entspricht.

Idealvorstellung 2: Das spezifische Spannungs-Dehnungsverhalten eines elastischen Seiles, dessen Durchhang theoretisch durch eine Reihe von reibungslosen Lagern verhindert werden kann, ist ausschließlich von seinem materiellen Elastizitätsmodul E_e abhängig.

Das Spannungs-Dehnungsverhaltens eines realen Schrägseiles mit Zugkraft, Kabeldurchhang und Dehnbarkeit liegt zwischen den beiden Idealvorstellungen 1 und 2. Das Verhalten ist daher vom fiktiven Elastizitätsmodul E_f sowie vom E-Modul des Werkstoffes E_e abhängig. Um diese beiden Effekte zu berücksichtigen, wird zur Vereinfachung für die statische Berechnung, mit einem idealisierten Kabel ohne Durchhang gerechnet und diesem ein sogenannter äquivalenter Elastizitätsmodul E_{eq}

$$E_{eq} = \frac{\sigma}{\varepsilon_f} + \varepsilon_e \quad (222)$$

zugewiesen [165]. Einsetzen von Gleichung (221) und $\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E_e}$ in Gleichung (222) liefert:

$$E_{eq} = \frac{E_f \cdot E_e}{E_f + E_e} = \frac{E_e}{1 + \frac{E_e}{E_f}} \quad (223)$$

Handelt es sich um ein Kabel mit geringem Durchhang ($w/L < 1/12$), wie bei Schrägseilbrücken üblich, kann die Kettenlinie durch eine Parabel angenähert werden. In [41] wurde auf Grund dieser Voraussetzung der fiktive E-Modul mit

$$E_f = \frac{12 \cdot \sigma^3}{(\gamma \cdot L_p)^2} \quad (224)$$

festgelegt, wobei γ dem spezifischen Gewicht und L_p ($= L \cos\alpha$) der Horizontalprojektion der Spannweite entspricht. Setzt man Gleichung (224) in (223) ein, so erhält man den äquivalenten Elastizitätsmodul eines Schrägseiles:

$$E_{eq} = \frac{E_e}{1 + \frac{(\gamma \cdot L_p)^2}{12 \cdot \sigma^3} \cdot E_e} \quad (225)$$

Im Folgenden wird der sogenannte Irvine Parameter (nach Max Irvine) definiert,

$$\lambda^2 = \frac{(\gamma \cdot L_p)^2}{\sigma^3} \cdot E_e \quad (226)$$

der einen grundlegenden Parameter eines Schrägseiles darstellt [80], [81].

Dieser Parameter λ^2 berücksichtigt die Kabelgeometrie (Kabeldurchhang) sowie die Elastizität des Kabels. Üblicherweise liegt λ^2 für Hauptkabel von Hängebrücken im Bereich von $\lambda^2 > 100$, bei Schrägseilen hingegen $\lambda^2 \ll 1$. Bei den Hauptkabeln von Hängebrücken ist das Verhältnis von Kabeldurchhang zur Kabellänge durch die große Spannweite klein, jedoch deutlich sichtbar. In diesem Fall ist der Kabeldurchhang hauptsächlich geometrischer Natur und das Kabel wird als relativ undeformbar angesehen. Kabel von Schrägseilbrücken werden hingegen durch einen kleinen Kabeldurchhang gekennzeichnet, die Kabelverformung wird durch die Dehnbarkeit des Kabels und nicht durch die geometrischen Bedingungen verursacht.

Die Variation des Verhältnisses von äquivalentem E-Modul zu tatsächlichem (materiellen) Elastizitätsmodul E_{eq}/E mit λ^2 zeigt, dass die Steifigkeit eines Schrägseiles gegenüber der eines Balkens ($E/E_{eq} = 1,0$) mit λ^2 deutlich reduziert wird (siehe dazu Bild 6.17). Aus Gleichung (226) ist erkennbar, dass die Abnahme der Steifigkeit von der dritten Potenz der Kabelspannung sowie der zweiten Potenz der Kabellänge abhängt. Zusammenfassend kann angeführt werden, dass das Spannungs-Dehnungsverhalten eines Seiles vom E-Modul des Werkstoffes und vom Kabeldurchhang abhängig ist. Wird die Vorspannkraft erhöht, so wird das Kabel gedehnt und gleichzeitig der Durchhang reduziert. Bei einem Verhältnis von $E/E_{eq} = 1,0$ verhält sich das Seil wie ein Balken und der Einfluss des Durchhanges wird vernachlässigbar klein. Für größere Seillängen wird der Durchhang maßgebend – die Steifigkeit wird, im Vergleich zu einem Stab ohne Durchhang, geringer ($E/E_{eq} \geq 1,0$).

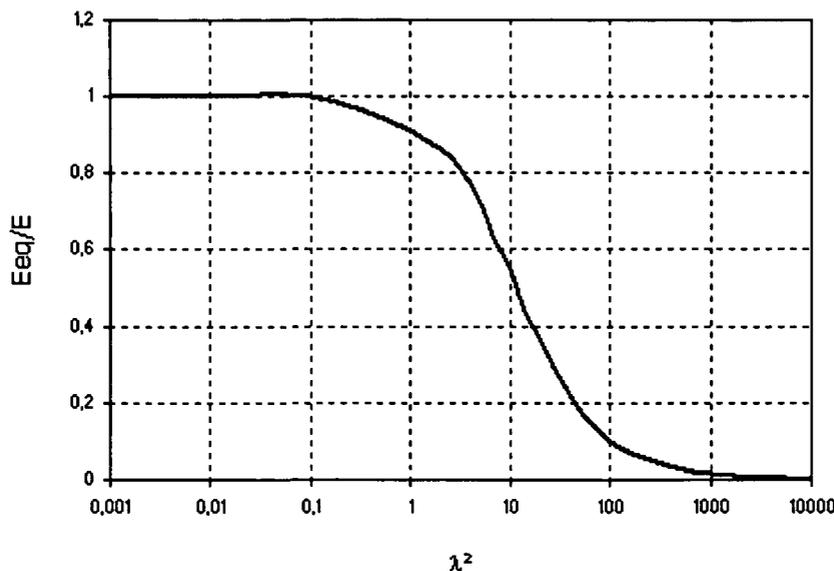


Bild 6.17 Zusammenhang zwischen E_{eq}/E und dem Irvine Parameter λ^2

Im Falle einer modernen Schrägseilbrücke bei der üblicherweise $\lambda^2 < 1$ und $\sigma > 500$ MPa ist, beträgt die Reduktion der Kabelsteifigkeit maximal 10%. Bei älteren Schrägseilbrücken mit zulässigen Spannungen von nur 100 MPa in den Seilen und einer Kabellänge von etwa 100 m kann die Abminderung der Steifigkeit bis zu 50% betragen (Vgl. dazu Bild 6.18).

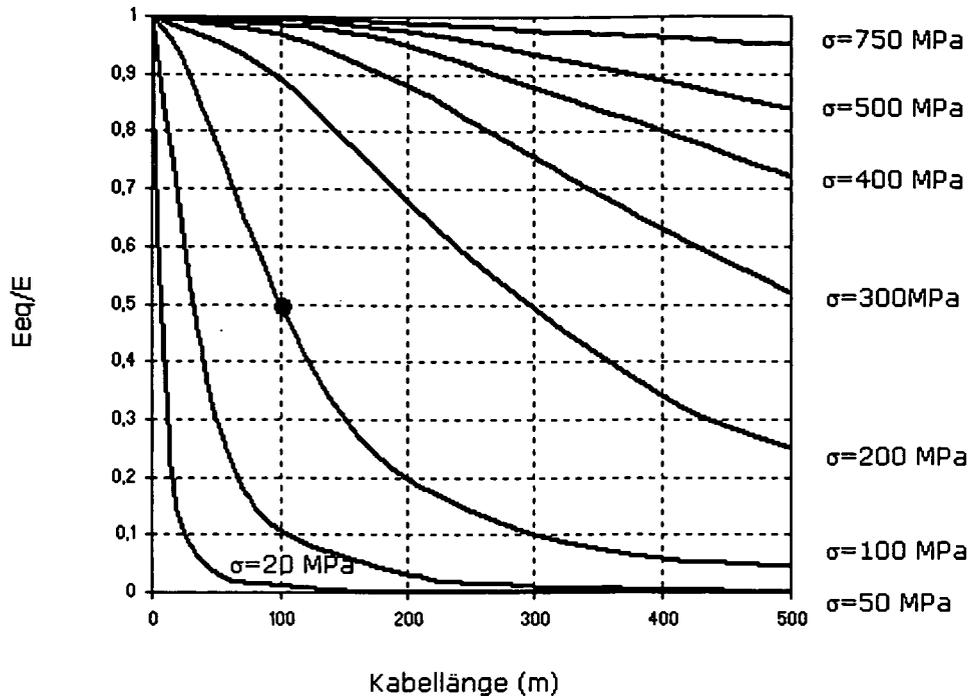


Bild 6.18 Abminderung der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Kabelspannung und -länge

Der Trend zu zunehmenden Frequenzunterschieden für die Oberschwingungen eines Schrägseiles wird bereits in Bild 6.6 gezeigt. Eine Bestimmung der Kabelkraft auf Basis einer Mittelwertbildung über die ersten 5 bis 10 Eigenfrequenzen entsprechend Tabelle 5.1 ist daher auf Grund dieser Frequenzunterschiede nicht zielführend, da besonders bei hohen Kabelkräften Fehler in der Größenordnung von $\pm 5\%$ festzustellen sind.

Im Rahmen dieser Untersuchung wird erkannt, dass die Berücksichtigung dieser Frequenzabweichung erforderlich ist, um eine genaue Kabelkraft auf Basis dynamischer Messungen zu ermitteln. Die Abweichung der Eigenfrequenz vom idealen linearen Verlauf ist eine Funktion der Steifigkeit des Kabels. Dazu wird in dieser Arbeit eine praxistaugliche Methode vorgestellt, welche die Bestimmung der wirksamen Kabelkraft unter Berücksichtigung der realen Biegesteifigkeit ermöglicht. Die Genauigkeit der Kraftbestimmung ist dabei deutlich höher als bei bisher angewendeten Verfahren und entspricht damit den ingenieurmäßigen Ansprüchen zur Gänze.

Die Eigenfrequenzen eines Kabels sind von der Kabelkraft und der Biegesteifigkeit abhängig. Während für die Eigenfrequenzen der Grundswingungen ($\approx f_1 - f_5$) mit ihren geringen modalen Krümmungen die Kabelkraft maßgebend ist, gewinnt die Biegesteifigkeit für die Eigenfrequenzen der höheren Schwingungsformen zunehmend an Bedeutung. Werden die Eigenschwingungsformen eines Schrägseiles betrachtet, so ist der Einfluss der Biegesteifigkeit auf das dynamische Verhalten plausibel. Die Biegesteifigkeit wird damit bei einer stärkeren modalen Krümmung der Eigenschwingungsform maßgebend (siehe Bild 6.19).

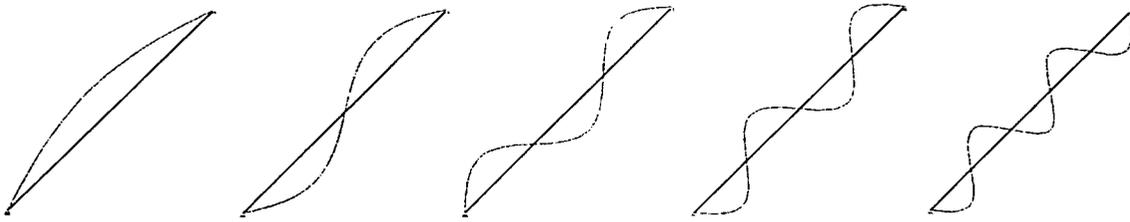


Bild 6.19 Schwingungsformen f_1 bis f_5 für ein Schrägkabel

Dieser Effekt ist auch vom statischen Gesichtspunkt aus nachvollziehbar, wenn eine der Eigenschwingungsform äquivalente Verformung eines Stabes durch Aufbringen einer statischen Ersatzlast erzeugt werden soll.

Ein reales Kabel für Schrägseilbrücken liegt mit seinem dynamischen Verhalten zwischen den Extremfällen eines idealen Drahtes und eines Balkens mit ausgeprägter Biegesteifigkeit. Im Detail sind dabei folgende Zusammenhänge zu beachten:

Grenzfall 1 wird durch den straff gespannten Draht ohne Seildurchhang (idealer Draht) beschrieben, wobei die Eigenfrequenzen f_{ks} durch Gleichung (131) gegeben sind. Die Auflagerungsbedingungen werden dabei als gelenkig vorausgesetzt.

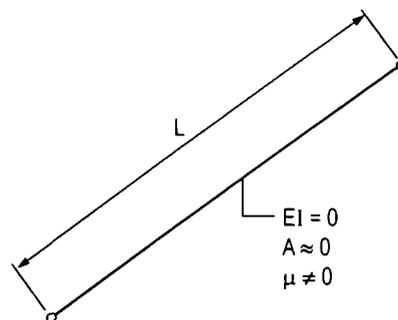


Bild 6.20 Parameter für einen idealen Draht

Grenzfall 2 wird durch einen beidseitig eingespannten Balken mit dem Querschnitt A , der Biegesteifigkeit EI und einer Zugkraft definiert. Die Eigenfrequenzen werden entsprechend der Balkentheorie aus einer Näherungslösung berechnet [110], wobei die Biegesteifigkeit und Querschnittsfläche entsprechend Bild 6.21 berücksichtigt werden müssen.

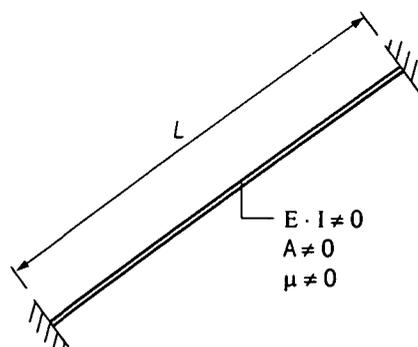


Bild 6.21 Parameter einer Stange nach der Balkentheorie

Die Näherungslösung führt zur Eigenfrequenz entsprechend Gleichung (170). Ein für den Brückenbau eingesetztes Kabel wird durch die Parameter Länge L [m], Biegesteifigkeit EI [N/m²], Querschnittsfläche A [m²] und Gewicht je Längeneinheit μ [kg/m] beschrieben. Bezüglich der Lagerungsbedingung hat man bei realen Kabeln nie einen ideal gelenkigen Auflagerpunkt, da durch die Ankerkonstruktion, die Verpressung sowie Überschubrohr und Dämpfungselement (siehe Bild 4.2) immer ein gewisser Einspannungsgrad vorliegt. Deshalb entspricht der Grenzfall mit eingespannten Kabelenden den realen Verhältnissen am besten.

Wird für den Grenzfall 2 die Biegesteifigkeit $EI = 0$ gesetzt, so erhält man den Grenzfall 1, da die Einspannung bei $EI = 0$ keine Auswirkung auf das dynamische Verhalten zeigt. In diesem Zusammenhang sind die Arbeiten in [110] hervorzuheben, welche sich 1997 mit der Modellierung und Simulation von Seilen befassen. Die grundlegenden Zusammenhänge zwischen Eigenfrequenzen und der Biegesteifigkeit wurden bereits 1993 experimentell in [95] untersucht. Die Übertragung der damals festgestellten Zusammenhänge in ein für die Praxis taugliches Verfahren zur Bestimmung der Kabelkraft konnte auf Grund der falschen Einschätzung ihrer Bedeutung nicht durchgeführt werden. Im folgenden Abschnitt wird das Verfahren zur Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit sowie der realen Lagerungsbedingung eines Schrägseiles gezeigt. Der Berechnung liegt dabei der Grenzfall 2, der im Wesentlichen der Balkentheorie entspricht, zugrunde.

Setzt man zur Vereinfachung von Gleichung (170) eine sogenannte bezogene (dimensionslose) Steifigkeit ξ ein,

$$\xi = L \cdot \sqrt{\frac{H}{EI}} \quad (227)$$

die eine Funktion der freien Schwingungslänge L , der Kabelkraft H sowie der Biegesteifigkeit EI darstellt, erhält man für die k -te Eigenfrequenz:

$$f_k = \frac{k}{2L} \cdot \sqrt{\frac{H}{\mu}} \cdot \left(1 + \frac{2}{\xi} + \left(4 + \frac{k^2 \pi^2}{2}\right) \cdot \frac{1}{\xi^2}\right) \quad (228)$$

Der erste Term von Gleichung (228) kann durch die Eigenfrequenz des idealen Drahtes f_{ks} nach Gleichung (131) ersetzt werden:

$$f_k = f_{ks} \cdot \left(1 + \frac{2}{\xi} + \frac{1}{\xi^2} \cdot \left(4 + \frac{k^2 \pi^2}{2}\right)\right) \quad (229)$$

Führt man zur Vereinfachung einen Parameter α_k ,

$$\alpha_k = 1 + \frac{2}{\xi} + \frac{1}{\xi^2} \cdot \left(4 + \frac{k^2 \pi^2}{2}\right) \quad (230)$$

als Funktion der bezogenen Steifigkeit ξ und der k -ten Eigenschwingungsform ein, so kann für jede Eigenfrequenz

$$f_k = f_{ks} \cdot \alpha_k \quad (231)$$

angeschrieben werden. Soll nun eine Bestimmung der Kabelkraft auf Basis gemessener Eigenfrequenzwerte f_k unter Berücksichtigung der bezogenen Biegesteifigkeit durchgeführt werden, so ist das Ziel eine für das Kabel gültige idealisierte Eigenfrequenz f_{ks} (im Regelfall f_{1s}) abzuleiten:

$$f_{1s} = \frac{f_k}{k \cdot \alpha_k} \quad (232)$$

Diese idealisierte Frequenz f_{1s} kann in Folge für die Berechnung der Kabelkraft auf Grundlage der einfachen Gleichung (131) aus Kapitel 3.6 herangezogen werden. Das dynamische Verhalten eines Schrägseiles kann daher durch die idealisierte Eigenfrequenz f_{1s} sowie den Parameter α_k und der bezogenen Biegesteifigkeit ξ beschrieben werden.

Wird die Gleichung (232) für mehrere gemessene Eigenschwingungsformen f_k aufgestellt, kann eine Anpassung für eine idealisierte Eigenfrequenz f_{1s} und eine bezogene Steifigkeit durchgeführt werden. Es kommt die Gradienten-Methode zur Anwendung um das Minimum in der Fläche die zwischen f_{1s} und ξ gebildet wird, zu ermitteln (siehe dazu Bild 6.22). Als zielführend hat es sich dabei herausgestellt Anfangswerte für die Anpassung durch iterative Berechnung einzuführen, wobei für die Eigenfrequenz der Mittelwert der gemessenen Frequenzen und für die bezogene Steifigkeit $\xi = 50$ angesetzt wird.

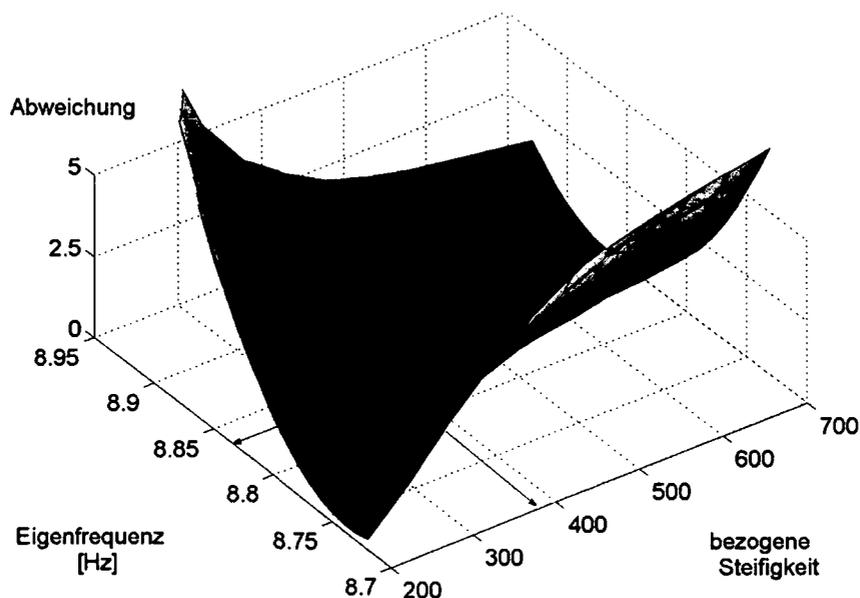


Bild 6.22 Zusammenhang zwischen der Eigenfrequenz f_{1s} und der bezogenen Steifigkeit ξ

Das reale Flächenträgheitsmoment des Kabels nach der Berechnung von f_{1s} und ξ kann in Folge aus:

$$I = \frac{H \cdot L^2}{\xi^2 \cdot E} \quad (233)$$

bestimmt werden, wobei N der Kabelkraft, L der freien Schwingungslänge des Kabels und E dem Elastizitätsmodul entsprechen. Wird die angeführte Methode auf Eigenfrequenzen der Ordnung $k > 1$ angewendet, so werden ausgezeichnete Ergebnisse für die Kabelkraft erzielt. Die erste Eigenfrequenz der Ordnung $k = 1$ für die Schwingung in Kabelebene ist dabei von der Berechnung auszuschließen, da während der Vibration eine Zusatzkraft durch die Bewegung induziert wird (siehe dazu Kapitel 3.6). Die Unterscheidung der Kabelschwingung in symmetrische und unsymmetrische Eigenschwingungsformen für die Schwingung in Kabelebene hat in diesem Zusammenhang große Bedeutung, da Zusatzkräfte bei allen symmetrischen Schwingungsformen induziert werden. Die Größe dieser Kraft nimmt jedoch bei höheren Eigenschwingungsformen ab. Im Gegensatz dazu, verschwindet diese zusätzliche Kraftkomponente bei den unsymmetrischen Eigenschwingungsformen.

Die bei der Schwingung eingeleitete Zusatzkraft im Kabel ist eine Funktion von $\int_0^L w_x \cdot dx$ entsprechend Bild 6.23.

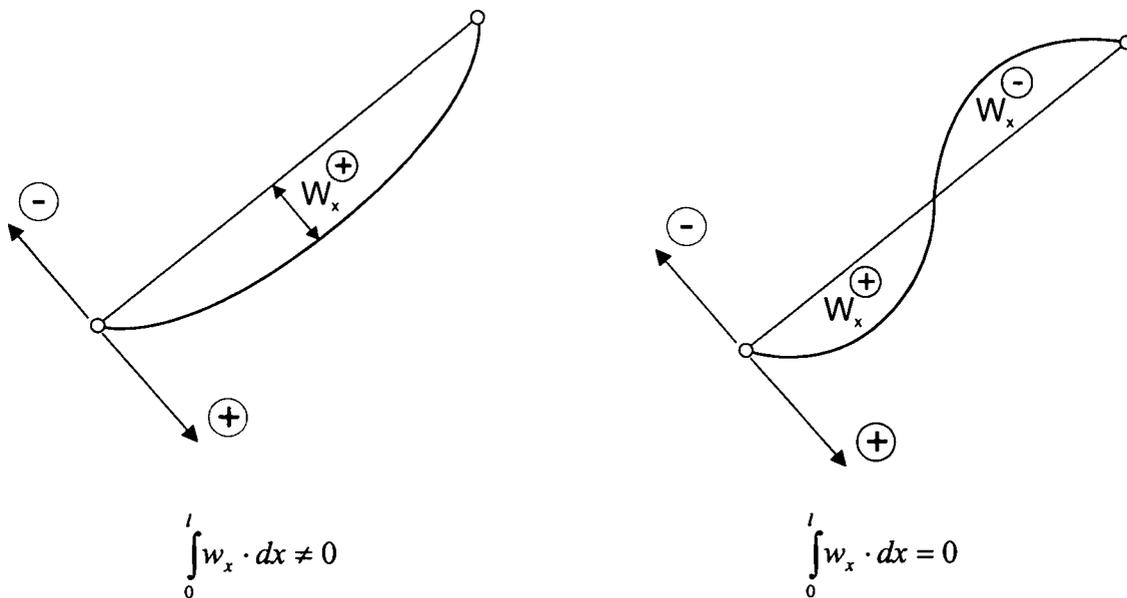


Bild 6.23 Schwingungsformen eines Schrägseils und zugehörige Kraftkomponenten bei der Schwingung

Aus dieser Zusammenstellung ist erkennbar, dass für eine korrekte Bestimmung der Kabelkraft die Eigenfrequenz der Ordnung $k = 1$ auszuschließen ist. Bei den symmetrischen Eigenschwingungsformen der Ordnung $k = 3, 5, 7, \dots, n$ wird zwar auch eine zusätzliche Kraftkomponente induziert, die Größenordnung der Zusatzkraft ist jedoch gering und aus diesem Grund zu vernachlässigen.

Für die Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit kann daher das in Bild 6.24 gezeigte Verfahren angewendet werden. Neben den gemessenen Eigenfrequenzen sind die Kabellänge L in m und das Kabelgewicht je Längeneinheit μ in kg/m Eingangsparmeter der Berechnung. Die Anwendung des Verfahrens zeigt im Vergleich zu statisch bestimmten Sollwerten ausgezeichnete Ergebnisse mit Abweichungen von maximal $\pm 1\%$ (siehe dazu Kapitel 6.4).

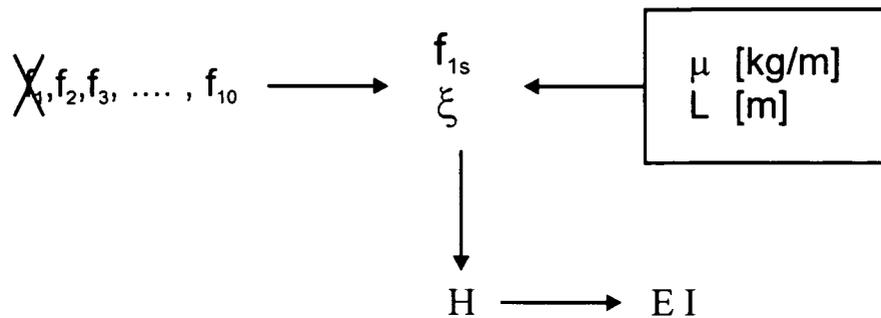


Bild 6.24 Verfahren zur Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit

Referenzversuche des entwickelten, verbesserten Verfahrens zur Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit sind im Kapitel 6.4 beschrieben. Dabei erfolgt der Vergleich zur konventionellen Methode anhand von drei ausgewählten Kabel der im Abschnitt 5.2 beschriebenen Schrägseilbrücken.

6.3 Bestimmung der Dämpfungsparameter

Die mathematische Formulierung der Dämpfungsmechanismen wurde bereits im Kapitel 3.5 ausführlich erläutert. Für die praktische Anwendung findet man in der Literatur nur wenige Angaben. Dämpfungszahlen sind nur sehr grob, getrennt nach den wichtigsten Baumaterialien, gegeben. Eine realistische Berücksichtigung der Bauart sowie der Hauptabmessungen kann derzeit noch nicht erfolgen. Ebenso gibt es keine Kriterien zur Annahme unterschiedlicher Dämpfungszahlen für die einzelnen Eigenfrequenzen. Da höhere Eigenschwingungsformen üblicherweise auch geringere Verschiebungskomponenten besitzen, werden im Allgemeinen auch geringere Dämpfungsarbeiten geleistet. Eine unmittelbare Aussage betreffend der Auswirkung auf die modale Dämpfungszahlen ist derzeit ebenfalls noch nicht möglich.

Dämpfungswerte werden von verschiedenen Autoren unter bestimmten Versuchsbedingungen und nach unterschiedlichen Methoden bestimmt. Für die Größenordnung der Dämpfungswerte kann nach [50] folgende grobe Einteilung angeführt werden:

Baustoff	Dämpfungskoeffizient [%]	
	Elastischer Bereich	Elasto-plastischer Bereich
Stahlbeton	1-2 %	7 %
Spannbeton	0,8 %	5 %
Stahl, verschraubt	1 %	7 %
Stahl, verschweißt	0,4 %	4 %
Holz	1-3 %	-
Mauerwerk	1-2 %	7 %

Tabelle 6.1 Übliche Dämpfungszahlen unterschiedlicher Baustoffe [50]

Ein bekannter Ansatz zur praktischen Bestimmung des Dämpfungskoeffizienten ζ setzt sich aus einer Kombination von Teildämpfungswerten zusammen,

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 \quad (234)$$

wobei ζ_1 der Materialdämpfung, ζ_2 der Konstruktionsdämpfung und ζ_3 der Gründungsdämpfung entspricht. Dieser Ansatz ist als grobe Abschätzung zu sehen, stellt aber ein Verfahren dar, welches von rein werkstoffabhängigen Dämpfungsgrößen abrücken. In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass immer darauf geachtet werden muss, ob es sich bei Literaturangaben um den Dämpfungskoeffizienten oder das logarithmische Dämpfungsdekrement handelt.

Im letzten Jahrzehnt wurde erhebliche Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der Bauwerksdämpfung, insbesondere von Stahlbetonelementen registriert. Dabei ist nicht nur die Materialdämpfung der Baustoffe Stahl und Beton, sondern auch die Dämpfung im Kontaktbereich Stahl-Beton (Reibungsdämpfung) behandelt worden. Einige grundlegende Untersuchungen werden in [50] dargestellt. Auf Seite der mathematischen Betrachtung der Dämpfungszusammenhänge wurde in den letzten Jahren ebenfalls aktive Forschung betrieben [5], [7], [12], [44], [129].

Die Dämpfung als modaler Parameter und Kennwert in der dynamischen Bewegungsgleichung stellt auch heute eine noch nicht eindeutig bestimmbare Größe dar. Zwar wurde in der Vergangenheit mehrfach versucht, diese auf analytischem oder experimentellem Wege zuverlässig zu bestimmen, jedoch waren die Ergebnisse immer mit einer gewissen Unsicherheit behaftet. Die Attraktivität einer aussagekräftigen Bestimmung der Dämpfungsparameter besteht darin, dass maßgebend zwei Ziele verfolgt werden können:

- Anwendung der Dämpfung als Schadensindikator, da im Regelfall durch eine schadhafte Stelle Energie in Form von Reibung umgesetzt wird, die sich in einer Erhöhung der modalen Dämpfungswerte äußert.
- Anwendung der Dämpfung als relevante Kenngröße zur Beschreibung der strukturmechanischen Eigenschaften eines Bauwerkes bzw. Bauelementes. Der Bestimmung repräsentativer vergleichbarer Dämpfungswerte kommt daher große Bedeutung zu (Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit von Schrägseilen entsprechend Kapitel 4.5.8).

Im Rahmen dieser Arbeit wird versucht, einen für Schrägseile anwendbaren Weg zur Bestimmung zuverlässiger und damit vergleichbarer Dämpfungswerte auf Basis ambienter Beschleunigungsmessungen zu entwickeln. Dabei wird auf die in Kapitel 3.5 angeführten theoretischen Ansätze zurückgegriffen. In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse nur innerhalb eines bestimmten Berechnungsverfahrens möglich ist.

Die Dämpfungskoeffizienten von Schrägseilen sind im Regelfall gering und liegen üblicherweise in der Größenordnung von $0,1\% < \zeta < 1,0\%$ der kritischen Dämpfung. Diese Werte sind vom Kabeltyp, dem gewählten Verpressgut, den geometrischen Verhältnissen, den Randbedingungen (Ankerkonstruktion) sowie allfälligen Schäden abhängig. Wie in Kapitel 4.5 und Kapitel 5 angeführt, stellen niedrige Dämpfungswerte den Hauptgrund für unerwünschte Kabelschwingungen dar, da die Energiedissipation zu gering ist. Kann durch dynamische Messungen ein repräsentativer Dämpfungswert bestimmt werden, ist eine Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit entsprechend Kapitel 4.5.8 realistisch möglich. Ein solches Verfahren zur Klassifizierung gefährdeter Kabel sollte angewendet werden, bevor präventiv Maßnahmen in Form von Dämpfern gesetzt werden.

Für die Bestimmung der Dämpfungseigenschaften von Kabeln wurde bisher keine geschlossene mathematische Lösung gefunden. In [173] wird versucht, Erfahrungen aus der Kontaktmechanik (Reibung) auf die Drähte eines Kabels zu übertragen. Die Untersuchung zeigt jedoch keine zufriedenstellende Korrelation mit Ergebnissen von Ausschwingversuchen. Dabei dürften zum einen die Hysterese der Dämpfung zwischen den hochbeanspruchten Kontaktflächen der einzelnen Litzen und zum anderen Randbedingungen wie Verankerung, Verpressgut oder Ausführung des Ankerrohres für die Unterschiede verantwortlich sein. Grundsätzlich ist jedoch ein Trend zu niedrigeren Dämpfungswerten bei höherer Kabelkraft in den Untersuchungen festzustellen. Dieses Phänomen wird durch die Reduzierung von Relativbewegungen zwischen den einzelnen Drähten durch die erhöhte Kontaktspannung verursacht.

Die analysierten Messdaten der in Kapitel 5 angeführten Brücken zeigen dabei keinen allgemein übertragbaren Zusammenhang zwischen den gemessenen Dämpfungsparametern und der Kabelkraft. Bei Monolitzenkabeln bzw. Kabeln mit paralleler Drahtführung (siehe dazu Kapitel 4.2) wird ein Trend zu niedrigeren Dämpfungswerten bei steigender Kabelkraft festgestellt, während bei vollverschlossenen Seilen (siehe Bild 4.5) ein inverser Trend festzustellen ist. Die Gegenüberstellung von Dämpfungskoeffizient und Kabelkraft ergibt eine Abhängigkeit der Dämpfung vom Kabeltyp. Eine parallele Drahtführung mit wenig Berührungspunkten zwischen Litzen oder Drähten zeigt einen Trend zu niedrigeren Dämpfungswerten und eine verdrehte Drahtführung durch die höhere Reibung an den Kontaktflächen einen Trend zu höheren Dämpfungswerten.

Für die messtechnische Bestimmung der Dämpfungskoeffizienten eines Schrägseiles werden der Bandbreitenansatz entsprechend Kapitel 3.5.2.2 sowie die Stochastische Systemidentifikation und die Random-Decrement Technik entsprechend Kapitel 3.9.2.2 angewendet. Alle Verfahren zeigen für die Dämpfungskoeffizienten eines Schrägseiles einen Trend zu abnehmenden Dämpfungswerten für höhere Eigenschwingungsformen, unabhängig davon ob es sich bei der Schwingung um eine innerhalb- oder außerhalb der Kabelebene handelt (siehe dazu Bild 6.11). Aussagekräftige Dämpfungskoeffizienten auf Basis ambientser Schwingungsmessungen können jedoch lediglich bei Anwendung der RDT und der Stochastischen Analyse bestimmt werden. Eine Korrelation zu den mit dem Bandbreitenansatz erzielbaren Ergebnissen ist nicht festzustellen.

Um einen für das Schrägseil repräsentativen einzigen Dämpfungswert zur Zustandsbeurteilung (Veränderungen über die Zeit, Schadensfeststellung) abzuleiten, wird in einem ersten Schritt versucht durch eine einfache arithmetische Mittelung der Einzelwerte einen mittleren Dämpfungswert ζ_M zu errechnen. Da die Anzahl der zur Mittelwertbildung herangezogenen Dämpfungskoeffizienten großen Einfluss auf den berechneten Mittelwert hat, ist dieser Ansatz aber nicht zielführend (siehe dazu Bild 6.25).

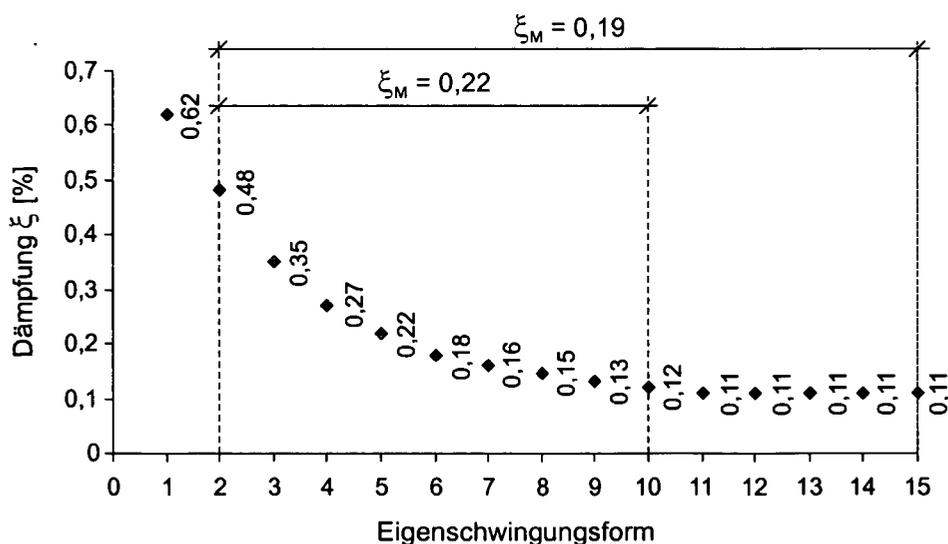


Bild 6.25 Berechnung eines resultierenden, mittleren Dämpfungswertes aus den Messdaten

Weiters ist der Einfluss von Ausreißern, die durch Interaktion zwischen Tragwerk und Kabel (siehe dazu 4.5.9) und damit durch sogenannte Doppelspitzen (Vgl. dazu Kapitel 6.1) entstehen, im Dämpfungsverlauf sehr groß. Diese breiten Frequenzspitzen führen bei der Anwendung der Bandbreitenmethode tendenziell zu hohen und damit nicht repräsentativen Dämpfungskoeffizienten. Auf Grund der schwachen Ausprägung der ersten Eigenschwingungsform im Frequenzspektrum (siehe Bild 6.2) ist bei der Bandbreitenmethode ebenfalls mit stark streuenden Dämpfungswerten zu rechnen. Es wird dabei empfohlen, den Koeffizienten der ersten Eigenschwingungsform von der Berechnung auszuschließen.

Sollen Dämpfungsparameter als Indikatoren für die Schwingungsanfälligkeit bzw. die Zustandsbeurteilung herangezogen werden, stellt sich die Frage nach der Abhängigkeit der Dämpfungskoeffizienten von der Anregungsenergie. Die Energie wird durch die Bestimmung des Effektivwertes aus dem Beschleunigungssignal ermittelt. Aus diesem Grund wurde eine Messung über etwa 8 Stunden am Kabel UW 30 der Donaubrücke Tulln (siehe dazu Bild 5.12) durchgeführt. Da über den Messzeitraum durch die ambienten Anregung (Verkehr und Wind) eine unterschiedliche Schwingungsenergie in das Kabel eingeleitet wurde, kann durch die Gegenüberstellung mehrerer Messungen ein Einfluss der Anregungsenergie auf den Dämpfungskoeffizienten abgeleitet werden (siehe Bild 6.26).

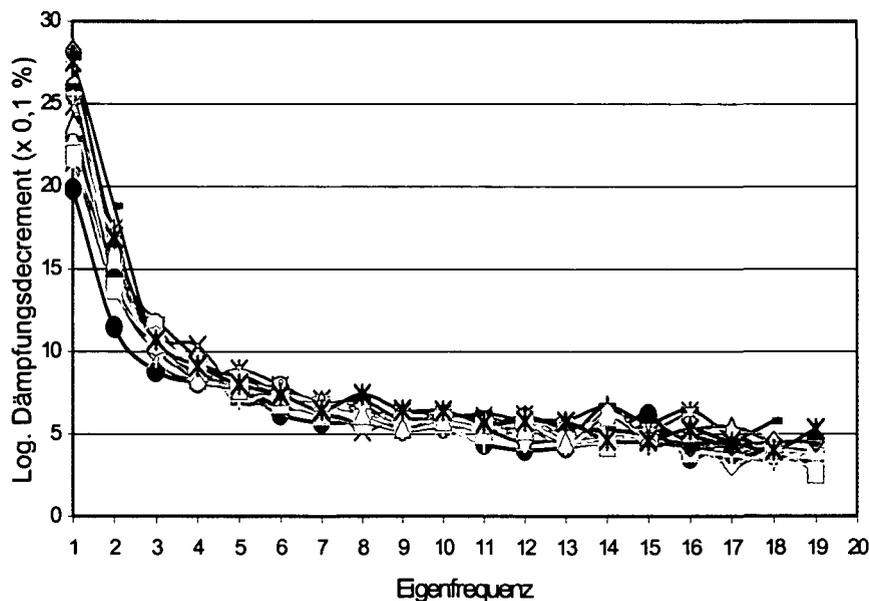


Bild 6.26 Dämpfungsverlauf eines Schrägseiles unter verschiedener Anregungsenergie

Aus Bild 6.26 ist ersichtlich, dass der durch den Bandbreitenansatz identifizierte Dämpfungsverlauf eines Schrägseiles bei unterschiedlicher Anregungsenergie Schwankungen aufweist, wobei insbesondere die Dämpfungskoeffizienten für die erste und zweite Eigenschwingungsform deutlich variieren. Der Energiegehalt (Effektivwert) während der Beobachtung schwankt dabei um den Faktor 8. Steigt die Schwingungsenergie in eine außergewöhnlich hohe Größenordnung (beispielsweise durch Resonanz) so ist mit großer Wahrscheinlichkeit mit noch höheren Dämpfungswerten zu rechnen.

Die Anwendung des Dämpfungskoeffizienten als Beurteilungsparameter scheint daher ausschließlich bei Bestimmung durch die RDT oder Stochastische Systemidentifikation sinnvoll und zielführend. Der Bandbreitenansatz ist auf Basis der erzielten Ergebnisse als kritisch zu bewerten.

Da entsprechend Bild 6.25 die Anzahl der berücksichtigten Eigenschwingungsformen einen deutlichen Einfluss auf den mittleren Dämpfungswert ausübt, ist eine Methode erforderlich, um die Bestimmung des repräsentativen Dämpfungskoeffizienten zu objektivieren. Während für die Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit hinsichtlich aerodynamischer Effekte entsprechend Kapitel 4.5.8 der Dämpfungskoeffizient jeder Eigenschwingungsform berücksichtigt werden muss, ist die Ableitung eines repräsentativen Dämpfungswertes für die Zustandsbeurteilung (Schadensidentifikation entsprechend Tabelle 2.1) ein interessanter Ansatz. Dazu wird ein Polynom an die gemessenen Einzeldämpfungen angepasst, wobei der charakteristische Dämpfungsverlauf eines Kabels für die höheren Eigenfrequenzen in einen horizontalen Ast übergeht. Offensichtliche Ausreißer sind bei der Anpassung des Polynoms an die gemessenen Dämpfungskoeffizienten nicht zu berücksichtigen. Unter diesem Polynom wird die Fläche bestimmt, die durch die zweite Eigenschwingungsform sowie den horizontalen Ast des Polynoms gebildet wird. Der repräsentative Dämpfungswert kann dabei entweder durch die Fläche des angepassten Polynoms, oder durch die Ordinatenhöhe des Schwerpunktes ausgedrückt werden. Beide Parameter sind von der Anzahl der gewählten Eigenfrequenzen unabhängig. Die Auswertung ist damit auf die unterschiedlichsten Kabeltypen, unabhängig von der Anzahl der Eigenfrequenzen, übertragbar. Versuche die im Rahmen dieser Arbeit mit der vorgeschlagenen Methode durchgeführt wurden, zeigen sehr vielversprechende Ergebnisse (siehe dazu Kapitel 6.4).

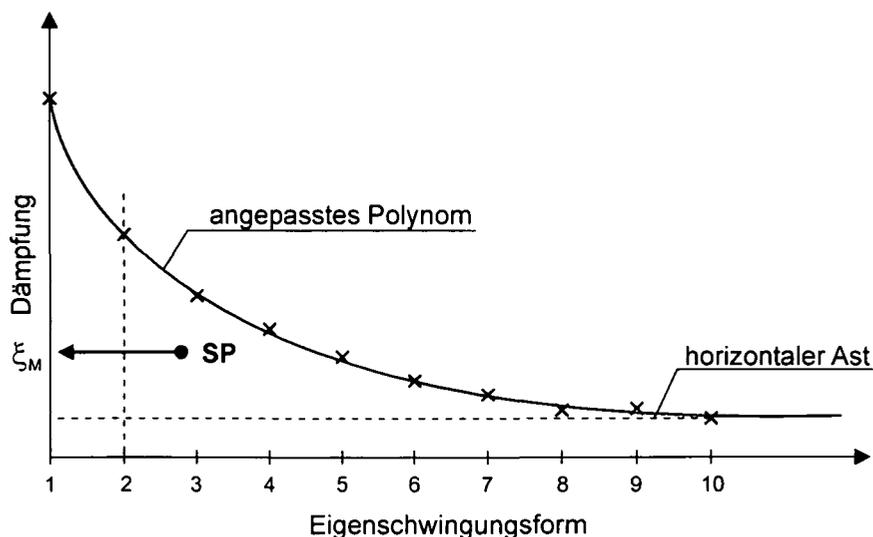


Bild 6.27 Bestimmung eines repräsentativen Dämpfungswertes

6.4 Referenzversuche

Um alle erzielten Erkenntnisse in die Praxis umzusetzen bzw. die Basisdaten für eine Beurteilung zu erstellen ist es erforderlich, eine Methode zu entwickeln die alle relevanten Auswertungsschritte enthält und mit der sehr genaue und objektive Berechnungen durchgeführt werden können. Das Verfahren baut dabei auf dem in Bild 5.6 gezeigten Flussdiagramm auf. In Bild 6.28 werden der um die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit erweiterte Auswertungsverlauf zur Bestimmung der Kabelkraft sowie die Einarbeitung einer aussagekräftigen Dämpfungsberechnung gezeigt.

Zur Berechnung der Kabelkraft ist die genaue Identifikation der Eigenfrequenzen des jeweiligen Kabels erforderlich. Zusätzlich ist die Ermittlung der Biegesteifigkeit und der Dämpfungscharakteristik von entscheidender Bedeutung, um eine umfassende Beurteilung des Bauteiles zu erstellen. Die Identifizierung der Eigenfrequenzen und der Dämpfungswerte ist nur durch eine Fast-Fourier Transformation und Ablesung der Eigenfrequenzwerte durch eine Messfunktion im Spektrum möglich. Für die 620 Kabel, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht werden, ist dies ein aufwändiger und sehr langwieriger Prozess. Die Bestimmung der Dämpfungsparameter, mit der in Kapitel 5.1 beschriebenen Vorgangsweise, ist dabei noch viel zeitaufwändiger. Durch die Entwicklung einer Auswerteroutine kann neben einer Beschleunigung der Berechnung auch ein objektives Standardverfahren erstellt werden. Ziel der Entwicklung ist es, durch die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit sowie der Lagerung entsprechend Kapitel 6.2 eine Erhöhung der Genauigkeit bei der Kabelkraftbestimmung zu erreichen. Referenzversuche ergeben bei der Anwendung der Methode eine Abweichung von weniger als $\pm 1\%$ zum tatsächlich vorhandenen Kraftwert. Das Potential des Verfahrens ist damit außerordentlich hoch.

Um die Leistungsfähigkeit der Methode zu zeigen, werden im folgenden Abschnitt die Ergebnisse des konventionellen Auswerteverfahrens, durch Bestimmung eines mittleren Frequenzwertes entsprechend Tabelle 5.1, mit den Ergebnissen des in dieser Arbeit entwickelten Verfahrens verglichen. Für die konventionelle Bestimmung der Kabelkraft sind die Schwankungsbreiten zwischen dem Maximal- und Minimalwert der Kabelkraft durch die einzelnen gemessenen Eigenfrequenzen in den folgenden Tabellen angegeben. Daher erfolgt eine Auswahl von je einem Schrägseil der Donaubrücke Tulln (Tabelle 6.2), der Voestbrücke Linz (Tabelle 6.3) sowie der Kao Ping Hsi Brücke (Tabelle 6.4). Aus der Gegenüberstellung zwischen konventionellen und verbesserten Verfahren ist erkennbar, dass besonders bei hohen Kabelkräften sowie bei kurzen Kabel mit großen Kabeldurchmessern ein deutlicher Unterschied bei Berechnung der Kabelkraft erzielt wird. Im Detail (siehe dazu die folgenden Tabellen) hat sich für das Kabel 15 OW der Donaubrücke Tulln eine Kraftdifferenz von maximal 329 kN (12,2 %) ergeben, der Strang 36 der Voestbrücke Linz weist eine maximale Differenz von 1454 kN (5,1 %) auf und das Kabel F 100 N der Kao-Ping-Hsi Brücke zeigt einen maximalen Unterschied von 451 kN (8,4 %) bei der Berechnung der Kabelkräfte.

Die Bestimmung der Kabelkraft nach dem gezeigten verbesserten Verfahren wird dabei für die Eigenfrequenzen innerhalb und außerhalb der Kabelebene durchgeführt, wobei für beide Schwingungsrichtungen gleiche Kraftwerte abgeleitet werden können. In Bild 6.29, Bild 6.30 und Bild 6.31 werden die Frequenzspektren, die Eigenfrequenzverläufe sowie die zugehörigen Dämpfungskoeffizienten der ausgewählten Kabel gezeigt.

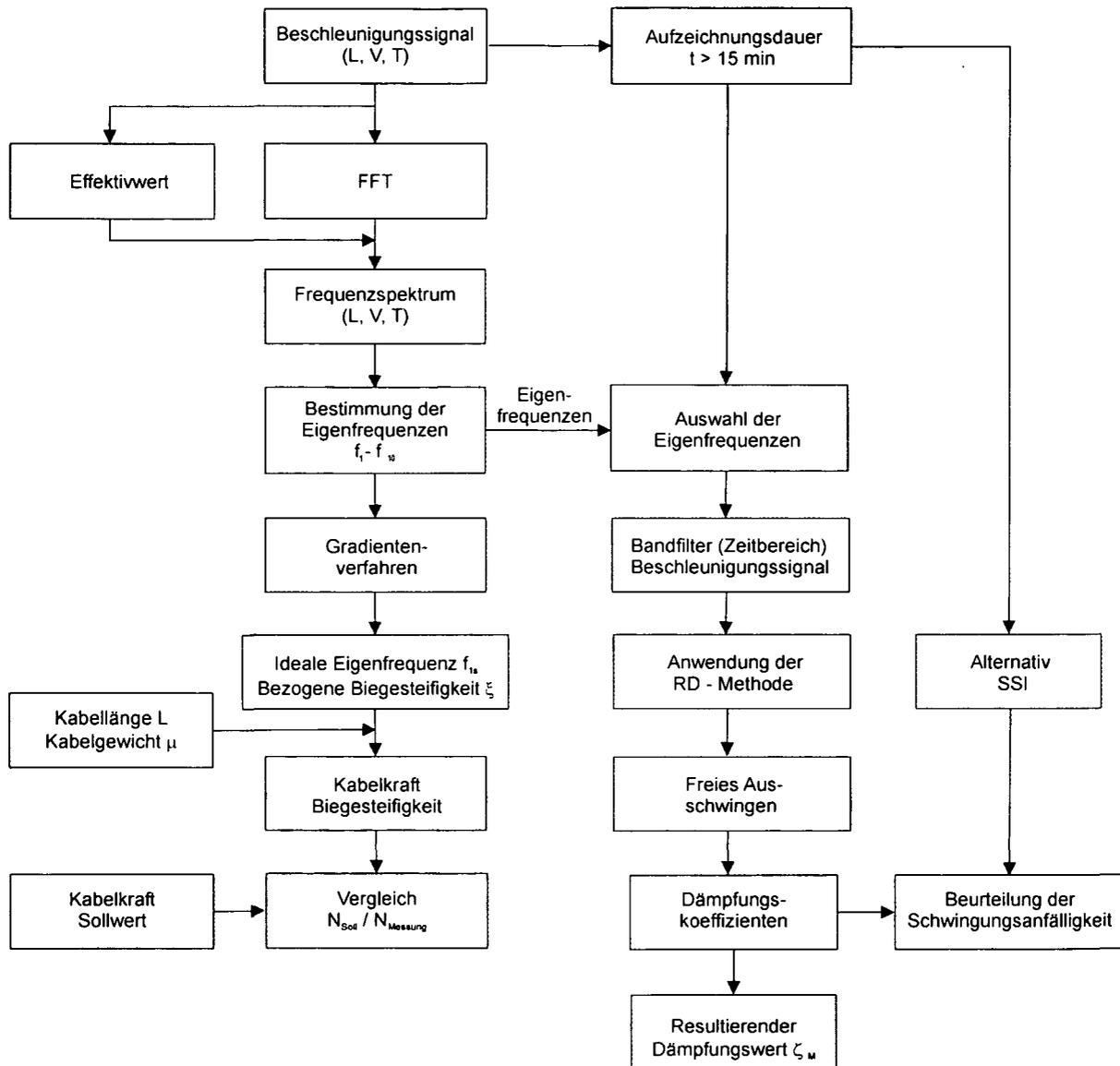


Bild 6.28 Flussdiagramm für die automatische Auswertung eines Schrägseiles

Die Auswertung entsprechend dem Flussdiagramm in Bild 6.28 verläuft dabei, ausgehend vom gemessenen Beschleunigungssignal für die Bestimmung der Kabelkraft wie folgt:

- Aufzeichnung der dynamischen Strukturantwort eines Schrägseiles durch einen Schwinggeschwindigkeits- oder Schwingbeschleunigungssensor mit einer Abtastrate von mindestens 100 Hz. Die Aufnahme von 33.000 Datenpunkten ($2^{15} = 32768$) ergibt eine Messzeit von 330 Sekunden für jeden Datensatz.
- Bestimmung der Anregungsenergie durch Bildung des Effektivwertes des Beschleunigungssignals.
- Berechnung des Frequenzspektrums durch Anwendung einer Fast-Fourier-Transformation für die gemessenen Schwingungsrichtungen des Schrägseiles (innerhalb und außerhalb der Kabelebene).
- Bestimmung der ersten 10 bis 15 Eigenfrequenzen des Schrägseiles für die Schwingung innerhalb und außerhalb der Kabelebene.
- Ermittlung der idealen Eigenfrequenzen des Schrägseiles entsprechend Kapitel 6.2 unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit für die Schwingung innerhalb oder außerhalb der Kabelebene.
- Ermittlung der Kabelkraft unter Einbeziehung der freien Schwingungslänge und des Kabelgewichtes je Längeneinheit unter Anwendung der Gleichung (131).
- Vergleich der durch die Messung bestimmten Kabelkraft mit dem Sollwert aus der statischen Berechnung und Ermittlung der Abweichungen.
- Bestimmung der Biegesteifigkeit des Kabels aus der abgeleiteten bezogenen Biegesteifigkeit ξ aus Gleichung (227).

Die Dämpfungskoeffizienten eines Schrägseiles werden dabei wie folgt ermittelt:

- Aufzeichnung mit einer Abtastrate von 100 Hz mit einem Messzeitraum von etwa 15 Minuten.
- Auswahl der entsprechenden Eigenfrequenz aus dem Frequenzspektrum und Bestimmung eines Frequenzbandes mit dem Bandbreitenansatz entsprechend Kapitel 3.5.2.2.
- Bandfilter mit den berechneten Frequenzen aus dem Bandbreitenansatz auf das Beschleunigungssignal anwenden.
- Anwendung der Random-Decrement-Technik entsprechend Kapitel 3.9.2.2, wobei sich als Schwellenwert $a = \sqrt{2} \cdot \text{Effektivwert}$ bewährt. Ermittlung des freien Ausschwingvorganges aus dem ambienten Messsignal.
- Bestimmung der zugehörigen Dämpfungskoeffizienten für die entsprechenden Eigenfrequenzen aus dem freien Ausschwingvorgang.
- Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit des Schrägseiles auf Basis der identifizierten Dämpfungswerte entsprechend Kapitel 4.5.8.
- Wiederholung des Auswertvorganges für die höheren Eigenschwingungsformen.
- Darstellung der gemessenen modalen Dämpfungskoeffizienten bezogen auf die zugehörige Eigenschwingungsform entsprechend Bild 6.27 und Ableitung eines repräsentativen Dämpfungswertes für die Zustandsbeurteilung.
- Verifizierung der Ergebnisse durch die Anwendung der stochastischen Systemidentifikation.

Donaubrücke Tulln – Kabel 15 OW

Kabellänge	L [m]	137,83 m
Kabeldurchmesser	D [m]	0,18 m
Kabelgewicht	μ [kg/m]	61,42 kg/m
1. Eigenfrequenz gemessen	f_1 [Hz]	0,74 Hz
Beurteilungsfrequenz	f_{1s} [Hz]	0,76 Hz
Bezogene Biegesteifigkeit	ξ [-]	221
Kabelkraft – nach Tabelle 5.1	H [kN]	2913 \pm 105 kN
Kabelkraft – verbessertes Verfahren	H [kN]	2689 kN
Biegesteifigkeit	EI [kNm ²]	1046 kNm ²
Gemessene modale Dämpfung	ζ [%]	0,71 %

Tabelle 6.2 Fallbeispiel Kabel 15 OW der Donaubrücke Tulln

Voestbrücke Linz – Seilstrang 36

Kabellänge	L [m]	196,00 m
Kabeldurchmesser	D [m]	0,45 x 0,21 m
Kabelgewicht	μ [kg/m]	600,00 kg/m
1. Eigenfrequenz gemessen	f_1 [Hz]	0,56 Hz
Beurteilungsfrequenz	f_{1s} [Hz]	0,55 Hz
Bezogene Biegesteifigkeit	ξ [-]	334
Kabelkraft – nach Tabelle 5.1	H [kN]	28913 \pm 690 kN
Kabelkraft – verbessertes Verfahren	H [kN]	28149 kN
Biegesteifigkeit	EI [kNm ²]	9694 kNm ²
Gemessene modale Dämpfung	ζ [%]	0,36 %

Tabelle 6.3 Fallbeispiel Seilstrang 36 der Voestbrücke Linz

Kao Ping Hsi Brücke – Kabel F100 N

Kabellänge	L [m]	327,13 m
Kabeldurchmesser	D [m]	0,28 m
Kabelgewicht	μ [kg/m]	134,25 kg/m
1. Eigenfrequenz gemessen	f_1 [Hz]	0,31 Hz
Beurteilungsfrequenz	f_{1s} [Hz]	0,303 Hz
Bezogene Biegesteifigkeit	ξ [-]	205
Kabelkraft – nach Tabelle 5.1	H [kN]	5739 \pm 100 kN
Kabelkraft – verbessertes Verfahren	H [kN]	5388 kN
Biegesteifigkeit	EI [kNm ²]	13720 kNm ²
Gemessene modale Dämpfung	ζ [%]	0,24 %

Tabelle 6.4 Fallbeispiel Kabel F100 N der Kao-Ping-Hsi Brücke in Taiwan

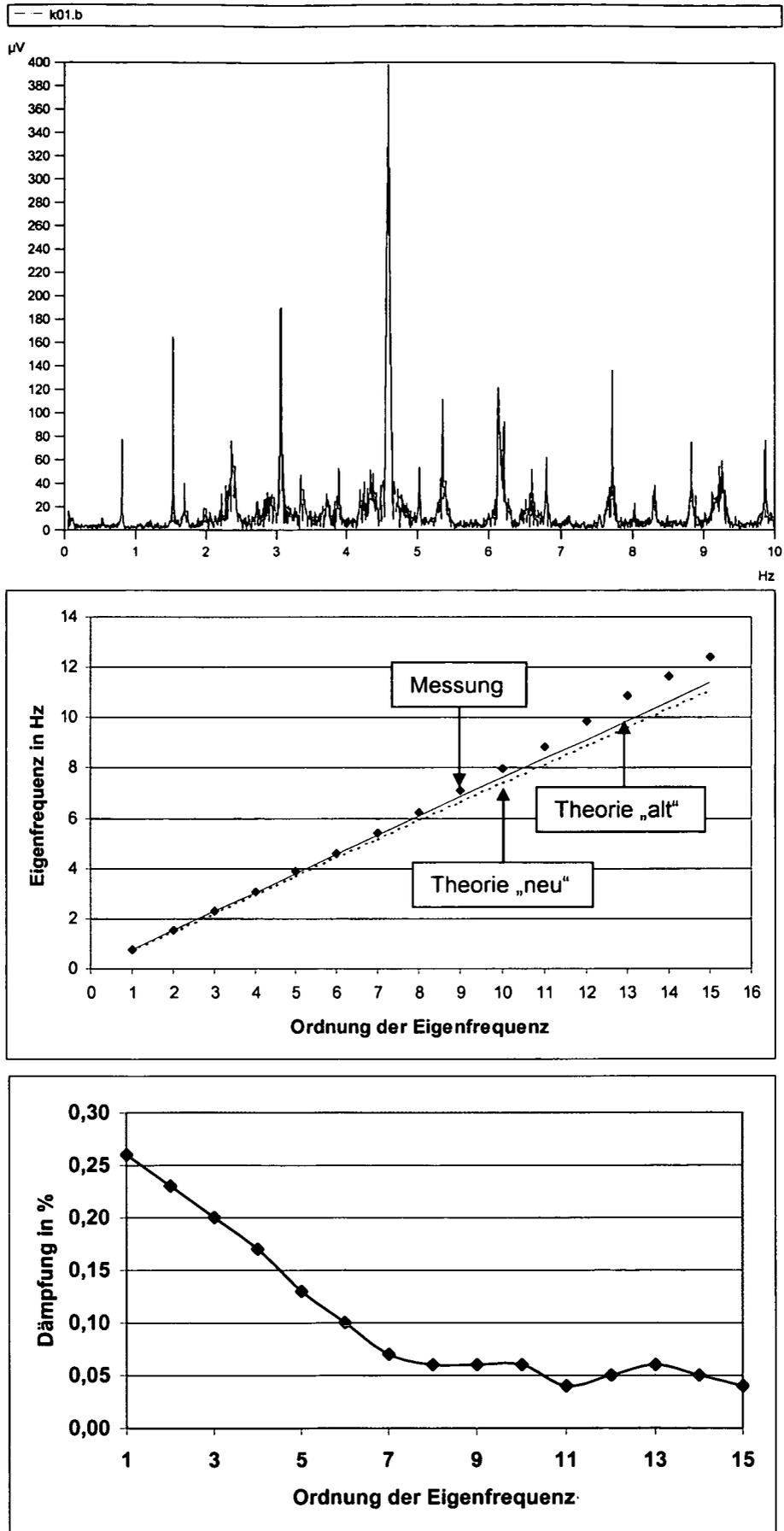


Bild 6.29 Frequenzspektrum, Eigenfrequenzverlauf sowie Dämpfungskoeffizienten der Donaubrücke Tulln

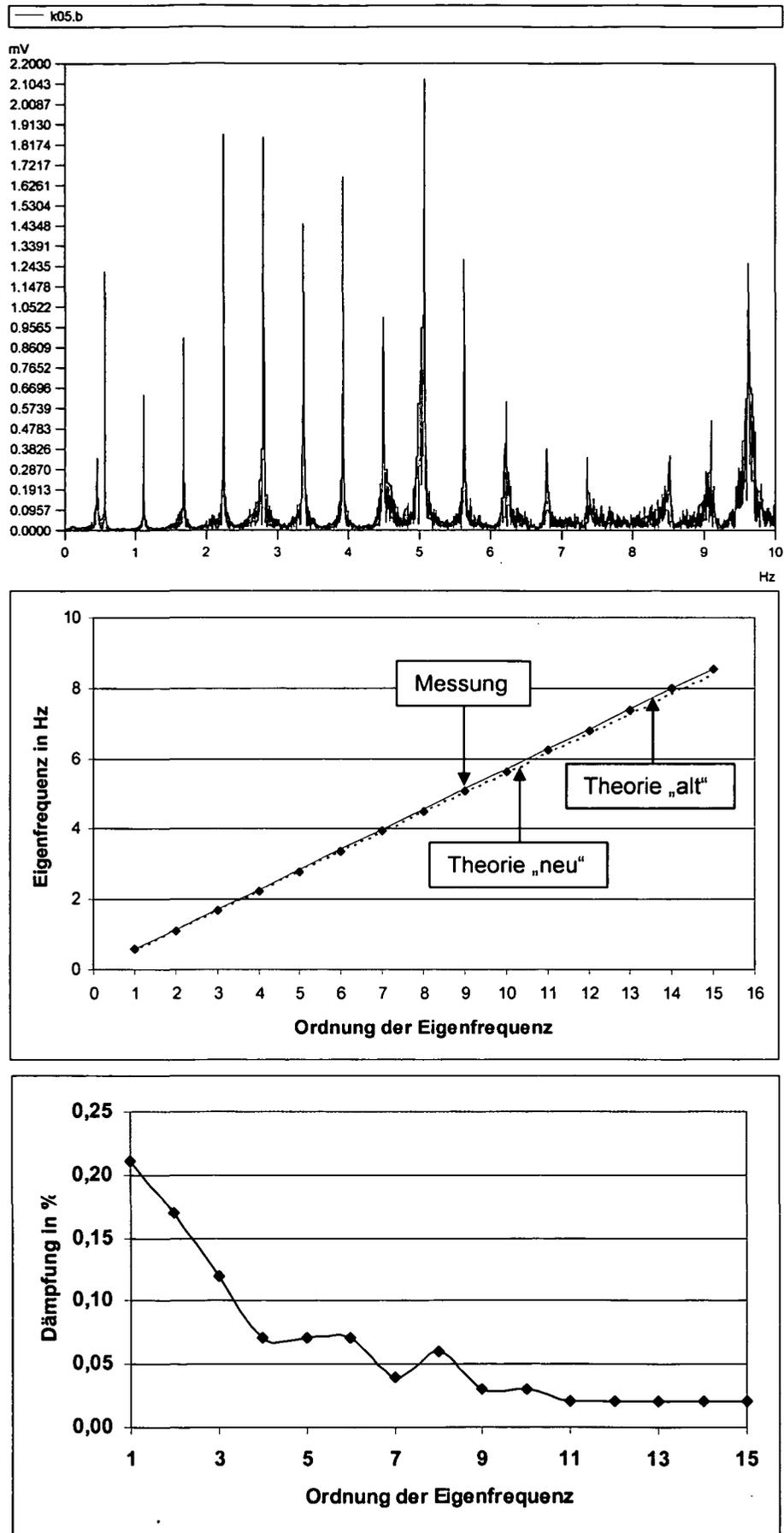


Bild 6.30 Frequenzspektrum, Eigenfrequenzverlauf sowie Dämpfungskoeffizienten der Voestbrücke Linz

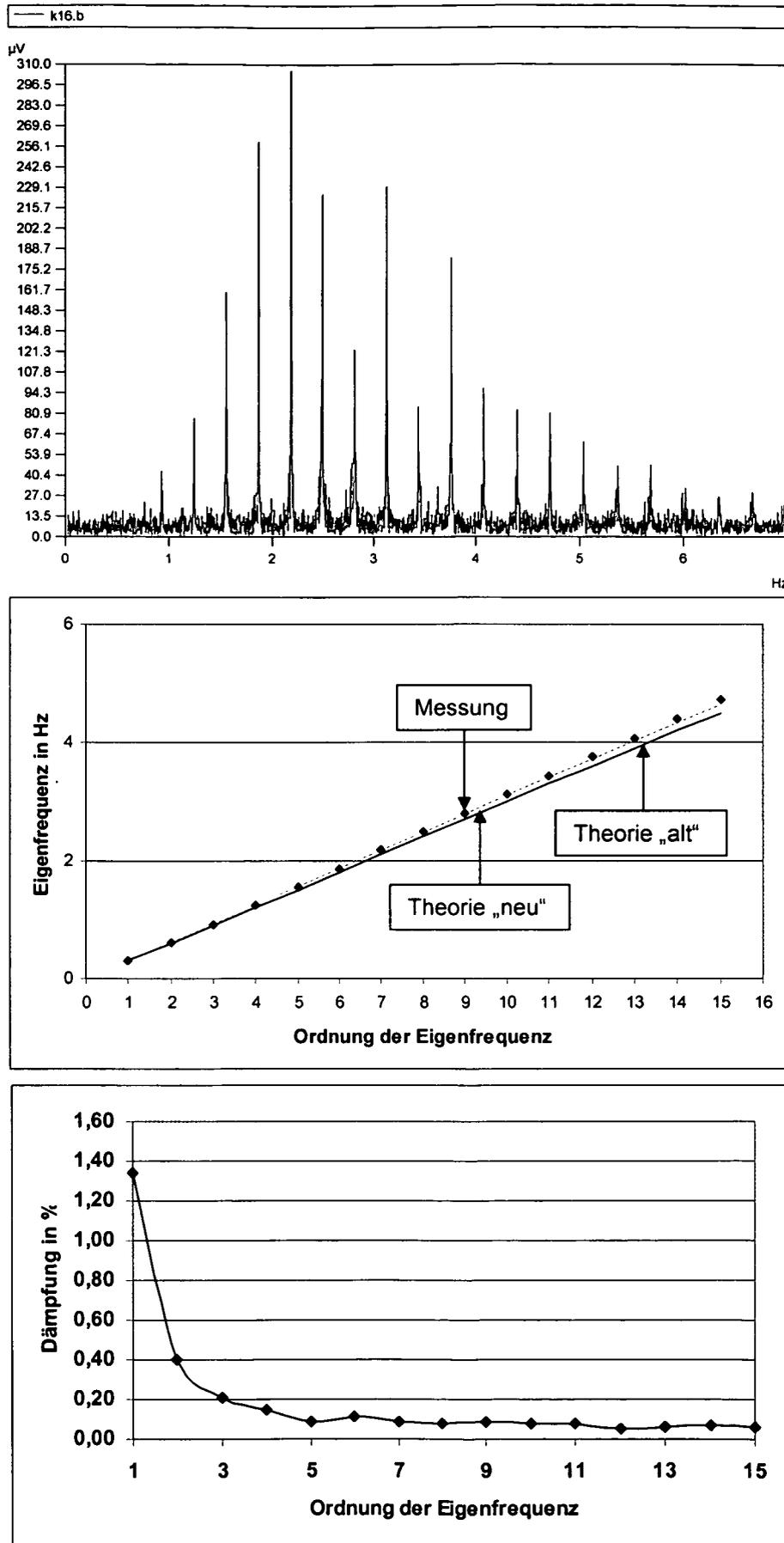


Bild 6.31 Frequenzspektrum, Eigenfrequenzverlauf sowie Dämpfungskoeffizienten der Kao Ping Hsi Brücke

Wie bereits in Kapitel 6.3 angeführt, bezieht sich ein Aspekt der Dämpfungsberechnung auf die Anwendung der identifizierten Koeffizienten als Schadensindikatoren. Dabei hat sich im Rahmen eines europäischen Forschungsprojektes die Möglichkeit geboten, einige Versuche an der Lanaye Schrägseilbrücke (siehe dazu Bild 5.8) bei Liege in Belgien durchzuführen. Bei dieser Brücke handelt es sich um eine Spannbeton-Schrägseilbrücke mit einer Hauptspannweite von 177 m sowie einen A-förmigen Stahlbetonpylon mit 30 Schrägseilen. Vor einigen Jahren zeigte ein Schrägseil gegenüber dem parallel geführten Kabel auffällige Veränderungen des Kabeldurchhanges. Detaillierte Untersuchungen haben ergeben, dass diese Vergrößerung des Kabeldurchhanges auf eine Reduktion der Kabelkraft zurückzuführen ist. Infolge schlecht ausgeführter Verpressung der Kabel ist durch Wassereintritt starke Korrosion aufgetreten, die zum Ausfall von etwa 30% der Spannglieder im Kabelquerschnitt geführt haben.

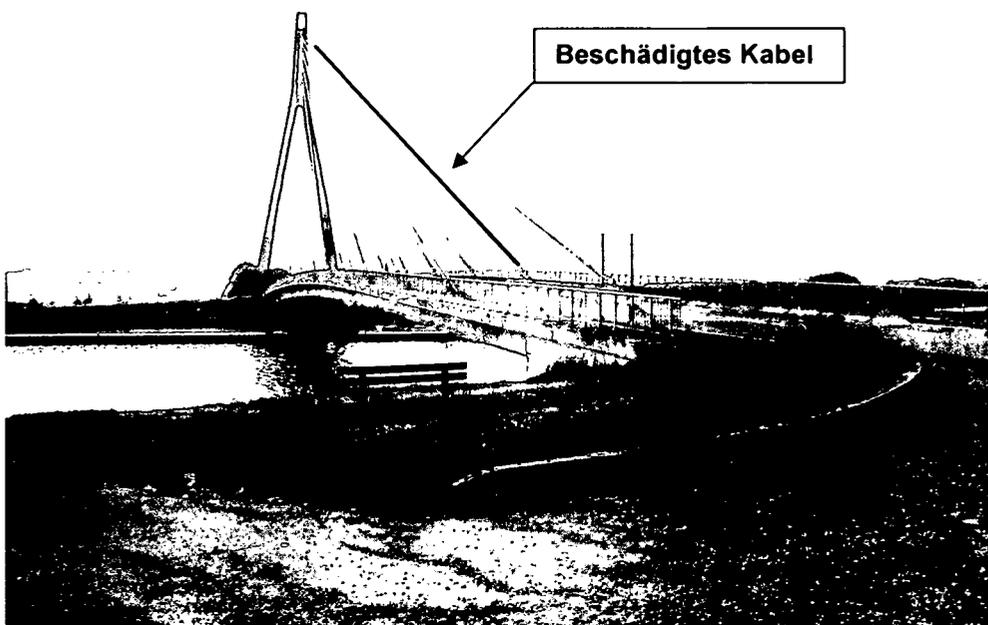


Bild 6.32 Übersicht der Lanaye Schrägseilbrücke

Durch Schwingungsmessungen der Kabel war die Möglichkeit gegeben, den entwickelten Ansatz zur Schadensidentifikation auf Basis der Dämpfungskoeffizienten anzuwenden. Ziel ist die Ableitung eines repräsentativen Dämpfungswertes entsprechend Kapitel 6.3. Wesentlicher Aspekt der Untersuchung ist der Vergleich zwischen den Ergebnissen des intakten, parallel geführten und des beschädigten Kabels. In Bild 6.33 ist eine Gegenüberstellung der für alle Kabel identifizierten Dämpfungskoeffizienten gezeigt, wobei auf der Abszisse die Nummer des jeweiligen Kabels und auf der Ordinate der zugehörige Dämpfungswert angegeben ist. Für die beiden parallelen Kabelebenen (ober- und unterwasserseitig) sind die Dämpfungswerte getrennt angegeben.

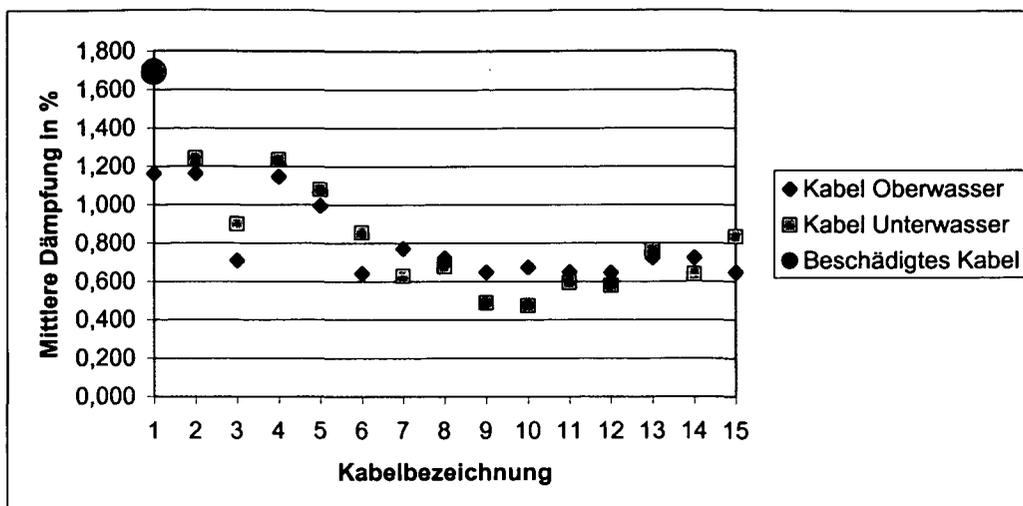


Bild 6.33 Identifizierte Dämpfungswerte für die einzelnen Schrägseile

In Bild 6.33 ist erkennbar, dass die Dämpfungskoeffizienten der einzelnen Schrägseile in einer plausiblen Größenordnung von 0,5 % bis 1,2 % liegen. Weiters zeigen die Werte zugehöriger, paralleler Kabel keine überdurchschnittlich großen Differenzen, da sich diese in einem annähernd gleichen Zustand befinden. Lediglich für das beschädigte Kabel 1 (Maastricht) ist ein deutlich erhöhter Dämpfungskoeffizient von $\zeta_M = 1,75\%$ erkennbar.

Eine Identifikation von kritischen Kabeln aus einem Seilverband auf Basis der Dämpfungskoeffizienten, scheint durch Anwendung des in Kapitel 6.3 beschriebenen Verfahrens möglich zu sein. Um übertragbare und vor allem abgesicherte Ergebnisse zu erzielen, wäre jedoch die Untersuchung mehrerer beschädigter Kabel erforderlich. Die Anwendung von Dämpfungskoeffizienten als schadensrelevante Beurteilungsparameter scheint jedoch einen vielversprechenden Ansatz darzustellen.

7 Schlussfolgerungen und weitere Forschungsziele

7.1 Schlussfolgerungen

Die vorliegende Dissertation befasst sich mit der Schwingungscharakteristik und der Systemidentifikation seilgestützter Tragwerke, im Speziellen mit der Untersuchung von Schrägseilen. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt bei der praktischen Anwendung zur Untersuchung von Schrägseilen, jedoch werden auch maßgebende theoretische Entwicklungen hinsichtlich Bestimmung der Kabelkraft unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit sowie Ableitung eines repräsentativen Dämpfungswertes erzielt. Die wesentlichsten Ziele bei der Erstellung dieser Arbeit sind die Entwicklung eines genauen und vor allem praktisch einsetzbaren Verfahrens zur Bestimmung der Kabelkraft sowie von Dämpfungswerten. Zusammenfassend können folgende Ergebnisse abgeleitet werden:

- Die Anwendung der ambienten Messmethode zur Systemidentifikation von Schrägseilen funktioniert durch die ausgeprägte dynamische Charakteristik von Kabeln ausgezeichnet. Alle maßgebenden Eigenfrequenzen können im Spektrum eindeutig identifiziert werden. Die erzwungene Erregung scheint daher im Bauwesen nur noch für spezielle Anwendungen Bedeutung zu haben. Dafür sind maßgeblich die erzielten Entwicklungen bei der Datenerfassung sowie Auswertung verantwortlich, die auch bei schwacher Anregung zu zuverlässigen Ergebnissen führen.
- Die gebräuchlichen Verfahren der Systemidentifikation sind im Kapitel 3.9 kurz erläutert. Dabei zeigt sich, dass für Schrägseile eine einfache Ablesung der Eigenfrequenzen nach einer Fourier-Transformation sehr gute Ergebnisse liefert. Methoden im Zeitbereich, wie beispielsweise die Stochastic-Subspace-Identification, stellen hinsichtlich Identifizierung von Eigenfrequenzen, Eigenformen und vor allem modalen Dämpfungskoeffizienten die ausgereiftesten Verfahren dar. Einfache Ableseverfahren haben jedoch den Vorteil einer hohen Flexibilität, Anpassungsfähigkeit und raschen Datenanalyse und scheinen daher für die erste Analyse der Messdaten bei der Feldmessungen gut geeignet zu sein. Zur korrekten Bestimmung der Dämpfungskoeffizienten ist die einfache Spektralmethode nicht geeignet. Hier sind auf jeden Fall ausgereifere Verfahren zu bevorzugen.
- Für eine Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit von Schrägseilen sind die wirkenden Anregungsmechanismen zu untersuchen. Insbesondere ist die Unterscheidung zwischen aerodynamischen und verkehrsbedingten Mechanismen entscheidend. In diesem Zusammenhang ist es wichtig, das dynamische Antwortverhalten (Dämpfungskoeffizienten) der Schrägseile über den gesamten Frequenzbereich zu beurteilen.

- Der festgestellte Zusammenhang zwischen gemessener Eigenfrequenz, Kabelkraft und Biegesteifigkeit des Kabels ermöglicht, durch eine Berücksichtigung der Steifigkeit sowie der Lagerungsbedingung des Kabels eine exakte Kraftbestimmung im Zugglied durchzuführen. Der daraus resultierende Richtwert für die Biegesteifigkeit des Kabels kann ebenfalls als Beurteilungsparameter eingesetzt werden. Diese Methode wurde anhand mehrerer Feldversuche ausführlich überprüft. Durch die Berücksichtigung der beschriebenen Einflussparameter ist es möglich, eine Genauigkeit bei der Kraftbestimmung in der Größenordnung von $\pm 1\%$ des tatsächlich vorhandenen Kraftwertes zu erreichen. Die Anwendung des beschriebenen Verfahrens wird anhand von drei ausgewählten Schrägseilbrücken dargestellt, wobei die allgemeine Eignung der Methode zur Bestimmung von Kabelkräften und Dämpfungsparameter nachgewiesen werden kann.
- Um die Schwingungsanfälligkeit eines Kabels untersuchen zu können, bzw. um eine schadensrelevante Beurteilung zu erstellen, ist die Ermittlung von repräsentativen Dämpfungswerten erforderlich. Im Zuge dieser Arbeit wird vorerst der bekannte Bandbreitenansatz als Grundlage angewendet, wobei die Feldversuche die Probleme dieses Verfahrens deutlich aufzeigen. Die Ermittlung der Dämpfungskoeffizienten mit der Random Decrement Methode sowie der Stochastischen Systemidentifikation entsprechend Bild 6.28 zeigen sehr vielversprechende Ergebnisse. Jedoch ist anzumerken, dass diese Schlussfolgerung lediglich auf das Ergebnis eines einzigen Referenzobjektes (Lanaye Schrägseilbrücke) zurückzuführen ist. Die allgemeine Übertragbarkeit der Methode ist daher noch unbedingt zu verifizieren.
- Im Rahmen dieser Arbeit ist es gelungen, ein allgemein gültiges und praktisch anwendbares Verfahren zur Kraftbestimmung in Zuggliedern abgespannter Konstruktionen mit hoher Genauigkeit zu entwickeln. Gleichzeitig kann eine umfassende Beurteilung des Schrägseiles entsprechend den neuesten Erkenntnissen durchgeführt werden.

7.2 Weitere Forschungsziele

Die vorliegende Dissertation enthält einige Ansätze zur Lösung kabeldynamischer Problemstellungen sowie zur Zustandsbeurteilung von Ingenieurbauwerken. Diese Methode wurde an mehreren Tragwerken erfolgreich eingesetzt, wobei vielversprechende Ergebnisse erzielt wurden. Das Aufgabengebiet der dynamischen Zustandsüberwachung ist sehr umfangreich, sodass Lösungen immer nur für einen bestimmten Teilbereich erarbeitet werden können. Aus diesem Grund wird auch in Zukunft intensive Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der Kabeldynamik sowie der Zustandsbeurteilung erforderlich sein, um ein allgemein anwendbares Verfahren für die Überwachung von Bauwerken zu entwickeln.

- Um die entwickelte Methode der Kraftbestimmung unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit genau prüfen zu können, sind Versuche an einem Objekt mit genau bekannten Systemeigenschaften durchzuführen. Die Referenzwerte der Kabelkraft können dabei durch Kraftmessdosen erzielt werden. Im Rahmen des Europäischen Forschungsprojektes IMAC (Integrated Monitoring and Assessment of Cables) werden derartige Referenzversuche durchgeführt, wobei 4 Schrägseile mit einer Länge von 40 m und Spannkraften zwischen 250 kN und 500 kN untersucht werden können. Eine umfangreiche messtechnische Überwachung der Kabel sowie der Vergleich mit den Werten des statischen Messsystems und parallel durchgeführten Finite-Element Simulationen werden die Genauigkeit und das Potential der entwickelten Methode zeigen.
- Umfangreicher Forschungsbedarf ist auch bei der Bestimmung repräsentativer, modaler Dämpfungskoeffizienten gegeben. Die Anwendung der Random Decrement Methode zur Ableitung von Dämpfungswerten auf Basis ambienter Messdaten ist sehr leistungsfähig, wobei die Ergebnisse der Stochastic Subspace Identifikation als Referenzwerte herangezogen werden.
- Weitere Untersuchungen sind im Zusammenhang mit der Schadenslokalisierung erforderlich. Während es durch die beschriebenen Ansätze durchaus gelingt, die Beurteilung eines Objektes hinsichtlich des Zustandes durchzuführen, ist die Lokalisierung von Schäden in einem Bauwerk nur bedingt möglich. Dabei ist im Rahmen der Auswertung der Messdaten durch Ableitung aussagekräftiger Parameter (Eigenschwingungsformen, Dämpfungskoeffizienten, etc.), sowie durch Anpassung parallel erstellter Rechenmodelle ein Ansatz zur Lokalisierung von Schäden vorhanden.
- Die Berücksichtigung von Umwelteinflüssen, insbesondere der Temperatur auf die Eigenfrequenz eines Bauwerkes stellt derzeit noch eine wesentliche Herausforderung der Zustandsüberwachung dar, um Veränderungen der dynamischen Charakteristik durch gewöhnliche Ursachen (Temperaturänderungen) von außergewöhnlichen Ursachen (Schäden) zu unterscheiden. Diese Abgrenzung stellt eine Unsicherheit der Zustandsüberwachung auf Basis dynamischer Verfahren dar. Durch die Erfassung von Langzeitdaten und Ableitung übertragbarer Gesetzmäßigkeiten kann möglicherweise ein Lösungsansatz gefunden werden.

7.3 Kommentar

Trotz des hohen Potentials der Methode muss betont werden, dass traditionelle Inspektions- und Prüfverfahren nicht ersetzt, sondern lediglich ergänzt werden sollen. Dadurch wird eine weitere Entwicklung der praktisch einsetzbaren Prüfmethode ermöglicht. Ein Zusammenwirken von visueller Inspektion, konventionellen Prüfmethode, zerstörungsfreien Prüfungen sowie der Schwingungsanalyse ist sinnvoll und daher auch anzustreben.

Allgemein ist festzustellen, dass Ingenieurtragwerke immer schlanker und mit weniger Materialaufwand gebaut werden. Die traditionellen Baustoffe werden mehr ausgenutzt oder durch neue, festere und vor allem leichtere Materialien ersetzt. In diesem Zusammenhang sind zum Beispiel hochfester Beton, Kohlefaser sowie Glas anzuführen. Dadurch nehmen die Steifigkeit, Masse und in Folge auch die Dämpfung ab, wodurch Tragwerke schwingungsanfälliger werden. Auch dynamische Einwirkungen, für die eine wirtschaftliche Bemessung nur unter Einbezug plastischer Verformungen möglich ist, werden immer wesentlicher (Stöße, Erdbeben).

Moderne Bauwerke, die sich in der Regel durch große Spannweiten und leichte Konstruktionen auszeichnen, reagieren besonders empfindlich auf dynamische Beanspruchungen. Die wesentlichen Zusammenhänge sind bekannt und werden auch im ersten Teil dieser Arbeit entsprechend beleuchtet. Trotzdem kommt es vor, dass durch ungenügende Berücksichtigung baodynamischer Aspekte gravierende Mängel auftreten, welche die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes beeinträchtigen können. Zusammenfassend sind daher folgende Leitsätze zu beachten:

- Das Fachgebiet der Baudynamik befindet sich noch immer in Entwicklung. Beispielsweise werden dem praktisch tätigen Ingenieur auch heute noch relativ wenig praktisch anwendbare Methoden zur Behandlung von Schwingungsproblemen angeboten, wodurch noch vielfach „statisches“ Denken dominiert. Dabei ist auch die Bauwerksdämpfung zu sehen, bei der übertragbare und allgemein anwendbare Lösungen noch immer ausständig sind. Interessante Entwicklungen sind jedoch in Aussicht, wodurch die Faszination der Baudynamik weiterhin gegeben ist.
- Die zerstörungsfreie Prüfung sowie die globale Beurteilung von Tragwerken durch dynamische Methoden ist eine große Herausforderung für die Forschung und Entwicklung. Ziel ist es, wirtschaftlich und technisch optimierte, innovative Lösungen für die Untersuchung und Zustandsüberwachung von Bauwerken anzubieten.

- Experimentelle Versuche sind wichtiger Bestandteil der Entwicklung und können nicht durch Simulationen ersetzt werden. Durch Felduntersuchungen wird das reale Verhalten von Konstruktionen erfasst, während Berechnungen lediglich das Verhalten von vereinfachten Modellen zeigen. Die messtechnische Untersuchung von möglichst vielen unterschiedlichen Tragwerken ist dabei wesentlich, um den Erfahrungsschatz laufend zu erweitern. Dabei wird festgestellt, dass mit jedem beurteilten Bauwerk neue Kenntnisse über das Systemverhalten abgeleitet werden können. Da jedes Bauwerk ein Prototyp ist, wird dieses Lernen einen kontinuierlichen Prozess darstellen. Die Besten Ergebnisse werden erzielt, wenn bei der Forschung auf die Vorteile beider Verfahren zugegriffen wird. Der von Prof. Hugo Bachmann geprägte Satz trifft den Kern des Problems sehr gut: „...beide, experimentelle Forschung und Computersimulationen, sind erforderlich und unabdingbar.“

Zukünftige Fortschritte im Bauingenieurwesen werden im wesentlichen Maße davon abhängen, wie weit die dynamischen Probleme auf professionelle Weise angegangen und gelöst werden. Die Bedeutung der Baudynamik wird deshalb in Zukunft weiter zunehmen. Bei Bearbeitung der Messdaten im Rahmen dieser Arbeit wurden viele Fragen zunächst beantwortet. Jedoch führt das bessere Verständnis der Zusammenhänge und das weitere Eindringen in den Fachbereich wiederum zu neuen Fragen und Problemstellungen. Die Forschung auf diesem Sektor wird durch diese Eigendynamik - unter anderem auch vom Verfasser im Rahmen seiner beruflichen Tätigkeit - mit Nachdruck fortgesetzt.

Abschließend wird an die in diesem Bereich tätigen Unternehmen appelliert, großen Wert auf seriöse Arbeit zu legen. Insbesondere sollen dynamische Verfahren nur für Aufgaben angeboten und eingesetzt werden, für die auch tatsächlich eine sinnvolle Lösung erarbeitet werden kann. Dies ist wichtig, um Schwingungsverfahren einen langfristigen Erfolg zu sichern.

8 Literaturverzeichnis

A

- [1] Abdel-Ghaffar, A. M.; Khalifa, M. A.: Importance of Cable Vibrations in Dynamics of Cable-Stayed Bridges. ASCE Journal of Engineering Mechanics, Volume 117, Number 11, 1991, S. 2571-2589
- [2] Adam, C.: Mitschrift und Studienblätter aus den Rechenübungen aus Baudynamik, Institut für Allgemeine Mechanik der Technischen Universität Wien, 2000
- [3] Aktan, A. E.; Farhey, D. N.; Helmicki, A. J.; Brown, D. L.; Hunt, V. J.; Lee K.; Levi, A.: Structural Identification for Condition Assessment: Experimental Arts. Journal of Structural Engineering, December 1997, S. 1674-1684
- [4] Aktan, H. M.; Ahlborn, T. M.; Koyuncu, Y.; Kasper, J. M.: Health Monitoring of PC-I Bridges in Michigan. Proceedings of the First European Workshop on Structural Health Monitoring SHM 2002, Paris, France, 2002, S. 957-964
- [5] Andersen, P.; Brincker, R.; Peeters, B.; De Roeck, G.; Hermans, L.; Krämer, C.: Comparison of System Identification Methods Using Ambient Bridge Test Data. Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference IMAC, Kissimee, Florida, USA, 1999
- [6] Andersen, P.; Brincker, R.: The Stochastic Subspace Identification Techniques. In Lecture notes from the course on Modal Identification of Output-Only Systems, SVIBS, Madrid, Spanien, 2000
- [7] Asmussen, J. C.; Ibrahim, S. R.; Brincker, R.: Random Decrement and Regression Analysis of Traffic Response of Bridges. Report of Department of Building Technology and Structural Engineering of Aalborg University, Aalborg, Denmark
- [8] Asmussen, J. C.: Modal Analysis Based on the Random Decrement Technique – Application to Civil Engineering Structures, PhD Thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark, 1997

B

- [9] Bachmann, H.; Ammann, W.: Vibrations in Structures – Induced by Man and Machines. Structural Engineering Documents 3e, International Association for Bridge and Structural Engineering – IABSE, ISBN 3-85748-052-X, Zürich, 1987
- [10] Bachmann, H.; et. al.: Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines. Birkhäuser Verlag, ISBN 3-7643-5148-9, Basel, 1995

-
- [11] Bachmann, H.: Schwingungsprobleme bei Fußgängerbauwerken. Bauingenieur 63, 1998, Seite 67–75
- [12] Beards, C. F.: Structural Vibration, Analysis and Damping. Arnold Verlag, ISBN 0-340-64580-6, London, 1996
- [13] Bergamini, A.: Nondestructive Testing of Stay Cables – Field Experience in South East Asia. Proceedings of the Third World Conference on Structural Control 3WCSC, Como, Italy, 2001, Volume 2 S. 1057-1064
- [14] Brincker, R.; Krenk, S.; Jensen, J.: Estimation of Correlation Functions by the Random Decrement Technique. Proceedings of Skandinavisk Forum for Stokastik Mekanik, Lind, Schweden, 1990
- [15] Brincker, R.; Zhang, L.; Andersen, P.: Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference – IMAC XVIII, San Antonio, Texas, USA, 2000
- [16] Brown, David J.: Brücken – Kühne Konstruktionen über Flüsse, Täler, Meere. Originaltitel: „Bridges – Three Thousand Years of Defying Nature“, aus dem Englischen übersetzt von Alfred Ziffer. Verlag Georg D. W. Callwey GmbH. & Co., 2. Auflage – München 1996.
- [17] Browne, L.: Brücken – Meisterwerke der Architektur. Parkland Verlag, ISBN 3-88059-854-1, Köln, 1996
- [18] Burges, J. J.; Triantafyllou, M. S.: The Elastic Frequencies of Cables, Journal of Sound and Vibration, 120(1), 1988, S. 153-165

C

- [19] Casas, J.: A Combined Method for Measuring Cable Forces: the Cable Stayed Alamillo Bridge, Spain. Structural Engineering International – SEI, Volume 4, Number 4, 1994, S. 235-240
- [20] Chang, P. C.; Flatau, A.: Health Monitoring of Civil Infrastructure. Proceedings of the First European Workshop on Structural Health Monitoring SHM 2002, Paris, France, 2002, S. 21-30
- [21] Clough, R. W.; Penzien, J.: Dynamics of Structures. Mc Graw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Second Edition, ISBN 0-07-113241-4, Singapore, 1993
- [22] Cole, H.: On-The-Line Analysis of Random Vibrations. AIAA Paper, No. 68-288
- [23] Cooley, J. W.; Tukey, J. W.: An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series, Mathematics of Computation, 19(90), 1965, S. 297-301

- [24] Cooper, K. R.; Wardlaw, R. L.: Aeroelastic instabilities in wakes. Proceedings of the International Conference on Wind Effects on Buildings & Structures, Tokyo, Japan, 1971, S. 647-655
- [25] Cremer, J. M.; Counasse, Cl.; de Ville de Goyet, V.; Lothaire, A.; Dumortier, A.: The Stays, their dynamic behaviour, their equipments. Bridges at Ben-Ahin, Wandre and Upon Alzette. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 489-496
- [26] Cunha, A.; Calcada, E.; Delgado, R.: Dynamic Tests on Vasco da Gama Cable Stayed Bridge. IABSE Conference on Cable Stayed Bridges – Past, Present and Future, Malmö, Schweden, 1999
- [27] Cunha, A.; Caetano, E.; Moutinho, C.: Ambient Vibration Data Analysis of Heritage Court Tower. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference – IMAC XVIII, San Antonio, Texas, USA, 2000
- [28] Cunha, A.; Caetano, E.; Delgado, R.: Dynamic Tests on Large Cable Stayed Bridge. Journal of Bridge Engineering, Volume 1/2, 2001, S. 54-62
- [29] Cunha, A.; Caetano, E.; Calcada, R.: Dynamic Measurements in Bridges. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics - EURODYN 2002, Munich, Germany, 2002, Volume 1 S. 367-372

D

- [30] Da Costa, A. P.; Martins, J.; Branco, F.; Lilien, J. L.: Oscillations of Bridge Stay Cables Induced by Periodic Motions of the Deck and/or the towers. Journal of Engineering Mechanics – ASCE, Volume 122, Number 7, 1996, S. 613-622
- [31] Dallard, P. A.; Fitzpatrick, A. J.; Flint, A.; Le Bourva, S.; Low, A.; Ridsdill-Smith, R. M.; Willford, M.: The London Millenium Footbridge. The Structural Engineer, 79(22), S. 17-35
- [32] Das, P. C.: New Developments in Bridge Management Methodology, Structural Engineering International, SEI 4/98, S. 299–313
- [33] Davenport, A.: A Simple Representation of the Dynamics of a Massive Stay Cable in Wind. Proceedings IABSE/FIB International Conference on Cable-Stayed and Suspension Bridges, Volume 2, Deauville, USA, 1994, S. 427-438
- [34] Deger, Y.; Cantieni, R.; Pietrzko, S.: Modal Analysis of a Steel/Concrete Composite Bridge: Linking Finite Element Analysis and Experimental Data. Proceedings of International Modal Analysis Conference – ISMA, Leuven, Belgium, 1994
- [35] Deger, Y.; Cantieni, R.; Pietrko, S.: Modal Analysis of an Arch Bridge: Experiment, Finite Element Analysis and Link. Proceedings of 12th International Modal Analysis Conference – IMAC, Honolulu, USA, 1994

-
- [36] Deger, Y.; Cantieni, R.; Pietrko, S.; Ruecker, W.; Rohrmann, R. G.: Modal Analysis of a Highway Bridge: Experiment, Finite Element Analysis and Link. Proceedings of 13th International Modal Analysis Conference – IMAC, Nashville, USA, 1995
- [37] Deger, Y.; Cantieni, R.; de Smet, C. A. M.; Felber, A. J.: Finite Element Model Optimization of the new Rhine Bridge Based Upon Ambient Vibration Testing. Proceedings of the Third European Conference on Structural Dynamics eurodyn'96, Florence, Italy, 1996
- [38] Deger, Y.; Cantieni, R.; Felber, A. J.: Optimization of the Finite Element Model of a Reinforced Concrete Bridge Based on Ambient Vibration Tests. Proceedings at the second International Conference on Structural Dynamic Modelling DTA/NAFEMS/SECED, Cumbria, UK, 1996
- [39] DeRoeck, G.; Peeters, B.; Maeck, J.: Dynamic monitoring of civil engineering structures, In Proceedings of IASS-IACM 2000, Computational Methods for Shell and Spatial Structures, Chania, Greece, 2000
- [40] Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e. V.: BAM Zustandsüberwachung, Merkblatt Nummer 29, Berlin, 1997

E

- [41] Ernst, H. J.: Der Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges, Bauingenieur, Nummer 2, 1965, S. 52-55

F

- [42] FAMOS Benutzerhandbuch:
- [43] Farrar, C. R.; Duffy, T. A.; Cornwell, P. J.; Doebling, S. W.: Excitation methods for bridge structures. Proceedings of 17th International Modal Analysis Conference – IMAC, Kissimmee, USA, 1999, S. 1063-1068
- [44] Farrar, C. R.; Duffy, T. A.; Doebling, S. W.: Vibration-based damage detection, Proceedings of Structural Dynamics Forum SD2000, Los Alamos, 1999, <http://www.lanl.gov/projects/ncsd/>
- [45] Felber, A.J.: Development of a Hybrid Bridge Evaluation System. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Canada, 1993
- [46] Felber, A.J.; Cantieni, R.: Introduction of a new Ambient Vibration Testing System – Description of the System and Seven Bridge Tests, EMPA Report # 156'521, Dübendorf, Schweiz, 1996
- [47] Felber, A.J.; Cantieni, R.; Smet, C. A. M.: Ambient Vibration Study of the Ganterbridge, Tagungsband für die 14th International Modal Analysis Conference, Dearborn, Michigan, USA, 1996, S. 233-239

- [48] Felber, A.J.; Cantieni, R.; Smet, C. A. M; Krämer, C.: Ambient Vibration study of the New Rheinbridge for Highway N4, Tagungsband für die 14th International Modal Analysis Conference, Dearborn, USA, 1996, S. 63-69
- [49] Feltrin, G.: Temperature and damage effects on modal parameters of a reinforced concrete bridge. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics - EURODYN 2002, Munich, Germany, 2002, Volume 1 S. 373-378
- [50] Flesch, R.: Baudynamik praxisgerecht. Band 1, Berechnungsgrundlagen. Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, ISBN 3-7625-3010-6, Wiesbaden, 1993
- [51] Flesch, R.; Köllner, W.: Präsentationsunterlagen zum neuen Schwingerreger von Arsenal Research, Geschäftsfeld Bauwesen, 2001, Wien
- [52] Fonseca, A. A.; Bastos, R.; Cunha, A.; Caetano, E.: Monitoring of Temporary Cables in Infante D. Henrique Bridge. Proceedings of the First European Workshop on Structural Health Monitoring SHM 2002, Paris, France, 2002, S. 1065-1072
- [53] Frangopol, D. M.: Application of Life Cycle Reliability-Based Criteria to Bridge Assessment and Design" in Safety of Bridges (Edited by P. Das), The Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, 1997
- [54] Frangopol, D. M.; Estes, A. C.: Optimum Lifetime Planning of Bridge Inspection and Repair Programs. Structural Engineering International, SEI Volume 9(3), 1999, S. 219-223
- [55] Frangopol, D. M.: Bridge Health Monitoring and Life Prediction Based on Reliability and Economy. Proceedings of the 6th International Workshop on Material Properties and Design – Present and Future of Health Monitoring, Weimar, Germany, 2000, S. 9-19
- [56] Frangopol, D. M.; Kong, J. S.: Whole Life Costing of Optimum Maintenance Strategies for Bridge Groups. Proceedings of the IABSE Symposium Towards a Better Built Environment – Innovation, Sustainability, Information Technology, Melbourne, Australia, 2002, S. 242-243
- [57] Fujino, Y.; Pacheco, B.; Nakamura, S.; Warnitchai, P.: Synchronisation of Human Walking Observed Durino Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 22, 1993, S. 741-758
- [58] Fujino, Y.: Active Control of Slightly-sagged Cables by Axial Support Motion. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 421-428
- [59] Fujino, Y.; Abe, M.: Structural Health Monitoring in Civil Infrastructures and Research on SHM of Bridges at University of Tokyo. Proceedings of the Third World Conference on Structural Control 3WCSC, Como, Italy, 2001, Volume 1 S. 125-140
- [60] Fujino, Y.; Abe, M.: Vibration based health monitoring of bridges using ambient motion. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics - EURODYN 2002, Munich, Germany, 2002, Volume 1 S. 69-80

G

- [61] Gasch, R.; Knothe, K.: Strukturdynamik, Band 1 – Diskrete Systeme. Springer Verlag Berlin Heidelberg New York, ISBN 3-540-16849-4, Berlin, 1987
- [62] Geier, R.: Bestimmung der Schwingungscharakteristik ausgewählter Donaubrücken. Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur, Institut für konstruktiven Ingenieurbau – IKI, Wien, 1998
- [63] Geier, R.; Pichler, D.; Schedler, R.; Wenzel, H.: BRIMOS – Grundlagen der Methode, Endbericht, Straßenforschung Nr. 3.539, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien, 1999
- [64] Geier, R.; Wenzel, H.; Eichinger, E. M.: Untersuchung anlässlich des Abbruches ausgewählter Tragwerke. Straßenforschung Heft 525, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien, 2002
- [65] Geier, R.; Pichler, D.; Wenzel, H.: BRIMOS – Dynamische Systemidentifikation und Schadensfeststellung im Brückenbau, Untersuchungen und Beurteilung von Bauwerken in der Praxis, BM f. Verkehr, Infrastruktur und Technologie, Wien, 2002
- [66] Geier, R.: IMAC – Integrated Monitoring and Assessment of Cables. Proceedings of the IABSE Symposium Towards a Better Built Environment – Innovation, Sustainability, Information Technology, Melbourne, Australia, 2002, S. 466-467
- [67] Gersch, W.: Estimation of the Autoregressive Parameters of a Mixed Autoregressive Moving Average Time Series. IEEE Transactions on Automatic Control, Volume 26, 1970, S. 583-588
- [68] Geurts, C.; Vrouwenvelder, T.; Van Staalduinen, P.; Reusink, J.: Numerical Modelling of Rain-Wind Induced Vibration: Erasmus Bridge, Rotterdam. Structural Engineering International – SEI, Number 2, 1998, S. 129–135
- [69] Gimsing, N. J.: Cable Supported Bridges, Concept and Design, John Wiley & Sons, Second Edition, ISBN 0-471-96939-7, Denmark, 1998
- [70] Girmscheid, G.: Entwicklungstendenzen und Konstruktionselemente von Schrägseilbrücken, Die Bautechnik, Nummer 8, 1987, S. 256-267
- [71] Gitzelmann, H.; Volckmann, D.: Intelligente Inspektionssysteme bei Kunstbauten. EI – Eisenbahningenieur, Band 52, 2001, S. 61-66
- [72] Grundmann, H.; Kreuzinger, H.; Schneider, M.: Schwingungsuntersuchungen für Fußgängerbrücken, Der Bauingenieur, Band 68, 1993, S. 215-225
- [73] Guillaume, P.; Hermans, L.; Van der Auweraer, H.: Maximum Likelihood Identification of Modal Parameters from Operational Data. Proceedings of the 17th International Seminar on Modal Analysis, Kissimee, Florida, USA, 1999

H

- [74] Han, D. J.; Cheung, Y. K.: Dynamic Behaviour of Fan-System Cable Stayed Bridges. Structural Engineering International – SEI, Number 3, Volume 5, 1995
- [75] Hikami, Y.; Shiraishi, N.: Rain-wind induced vibrations of cable stayed bridges. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Number 29, 1988, S. 409-418
- [76] Honda, A.; Yamanaka, T.; Fujiwara, T.; Saito, T.: Wind tunnel test on Rain-Induced Vibration of the Stay Cable. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 255-262
- [77] Horyna, T.; Ventura, C.: Summary of HCT Building Ambient Vibration Data Analysis. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference – IMAC XVIII, San Antonio, Texas, USA, 2000, S. 1095-1098

I

- [78] Ibrahim, S. R.: Random Decrement technique for modal identification of structures, Journal of Spacecraft and Rockets, Volume 14(11), 1977, S. 696-700
- [79] Irvine, H. M.; Caughey, T. K.: The linear theory of free vibrations of a suspended cable, Proceedings of the Royal Society of Lond. A., Volume 341, 1974, S. 299-315
- [80] Irvine, H. M.; Griffin, J. H.: On the Dynamic Response of a Suspended Cable, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 4, 1976, S. 389-402
- [81] Irvine, H. M.: Cable Structures, Dover Publications, Inc., New York, 1991, ISBN 0-486-67127-5, Copyright by The Massachusetts Institute of Technology, 1981
- [82] Irwin, P. A.: Wind Vibrations of Cables on Cable Stayed Bridges, Proceedings of Structures Congress XV Building to Last, Structural Engineering Institute – ASCE, Portland, USA, 1997, S. 383-387
- [83] Irwin, P. A.; Alca, N.; Telang, N.: Wind Induced Stay Cable Vibrations – A Case Study. Proceedings of the Third International Symposium on Cable Dynamics, Trondheim, Norway, 1999, S. 171-176

J

- [84] Jakobsen, J. B.; Tanaka, H.: Uncertainties in prediction of wind-induced bridge behaviour. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics - EUROLYN 2002, Munich, Germany, 2002, Volume 1 S. 569-574

- [85] Jurecka, C.: Brücken, Historische Entwicklung – Faszination der Technik. Verlag Anton Schroll & Co, Wien und München, ISBN 3-7031-0620-4, 2. Auflage 1986

K

- [86] Kovacs, I.; Strommen, E.; Hjorth-Hansen, E.: Damping Devices against cable oscillations on Sunningesund Bridge. Proceedings of the Third International Symposium on Cable Dynamics, Trondheim, Norway, 1999, S. 145-150
- [87] Kovacs, I.: Zur Frage der Seilschwingung und Seildämpfung. Die Bautechnik, Nummer 10, 1982, S. 325-332
- [88] König, G.; Maurer, R.; Zichner, T.: Spannbeton: Bewährung im Brückenbau. Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Bundesministerium für Forschung und Technologie, Bonn. Springer-Verlag, Berlin, 1996
- [89] Krämer, C.; de Smet, C. A. M.; DeRoeck, G.: Z24 Bridge damage detection tests. Proceedings of 17th International Modal Analysis Conference – IMAC, Kissimmee, USA, 1999, S. 1023-1029
- [90] Krämer, C.; de Smet, C. A. M.; Peeters, B.: Comparison of ambient and forced vibration testing of civil engineering structures. Proceedings of 17th International Modal Analysis Conference – IMAC, Kissimmee, USA, 1999, S. 1030-1034
- [91] Kubo, Y.; Tanaka, H.; Matsunaga, N.: Development of Cable for Cable-Stayed Bridge with good performance to wind induced vibrations. Proceedings of the third International Symposium on Cable Dynamics, Trondheim, Norway, 1999, S. 133-138
- [92] Kutterer, M.; Starossek, U.: Dynamic Cable Stiffness and Dynamic Interaction between Cable and Beam. Proceedings of Second International Offshore and Polar Engineering Conference, Volume 2, 1992, San Francisco, USA, S. 361-368

L

- [93] Langso, H. E.; Larsen, O. D.: Generative mechanisms for cable stay oscillations at the Faro Bridges. Proceedings International Conference on Cable-stayed Bridges, Bangkok, Thailand, 1997, S. 1023-1033
- [94] Larsen, A.: Aerodynamics of the Tacoma Narrows Bridge – 60 Years Later. Structural Engineering International – SEI, Volume 4, 2000, S. 243-248
- [95] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées: Mesure de la tension des câbles par vibration, techniques et méthodes des laboratoire des ponts et chaussées, Méthode d'essai LPC No. 35, Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports, Paris, Frankreich, 1993

-
- [96] Leonhardt, F.: Brücken/Bridges – Ästhetik und Gestaltung. Deutsche Verlags-Anstalt, ISBN 3-421-02590-8, Stuttgart, 1982
- [97] Lilien, J. L.; da Costa, A. P.: Amplitudes caused by parametric excitation on cable stayed structures, *Journal of Sound and Vibration*, Volume 174(1), 1994, S. 69-90
- [98] Ljung, L.: *System Identification: Theory for the User*. Prentice Hall Information and System Science Series. ISBN 0-13-881640-9-025, 1987
- [99] Lüsse, G.; Ruscheweyh, H.; Verwiebe, C.; Günther, G. H.: Regen-Wind induzierte Schwingungserscheinungen an der Elbebrücke Dömitz. *Stahlbau* 65, 1996, S. 105-114

M

- [100] Magonette, G.; Marazzi, F.; Bossens, F.; Dumoulin, C.: Active Control Experiment of a large scale cable stayed bridge mock-up. *Proceedings of the third International Symposium on Cable Dynamics*, Trondheim, Norway, 1999, S. 151-156
- [101] Magonette, G.; Marazzi, F.; Bossens, F.; Dumoulin, C.: Active Control Experiment of a Large Scale Cable-Stayed Bridge Mock-Up. *IABSE Conference on Cable Stayed Bridges – Past, Present and Future*, Malmö, Schweden, 1999
- [102] Maia, N.; Silva, J.: *Theoretical and Experimental Modal Analysis*. Research Studies Press Ltd., Taunton, ISBN 0-86380-208-7, Somerset UK, 1997
- [103] Main, J. A.; Jones, N. P.: Full-scale measurements of stay cable vibration. *Proceedings of 10th International Conference on Wind Engineering*, Copenhagen, Dänemark, 1999, S. 963-970
- [104] Main, J. A.; Jones, N. P.: Characterization of rain wind induced stay cable vibrations from full-scale measurements. *Proceedings of 4th International Symposium on Cable Dynamics*, Montreal, Canada, 2001, S. 235-242
- [105] Main, J. A.; Jones, N. P.: Evaluation of viscose dampers for stay-cable vibration mitigation. *Journal of Bridge Engineering*, November/December 2001, S. 385-397
- [106] Matsumoto, M.; Shiraishi, N.; Shirato, H.: Rain-wind induced vibration of cable-stayed bridges. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Number 44, 1992, S. 2011-2022
- [107] Matsumoto, M.; Ishizaki, H.; Kitazawa, M.; Aoki, J.; Fujii, D.: Cable Aerodynamics and its stabilization. *Proceedings International Symposium on Cable Dynamics*, Liege, Belgium, 1995, S. 289-296
- [108] Matsumoto, M.; Saitoh, T.; Masahiko, K.; Hiromichi, S.; Nishizaki, T.: Response characteristics of rain-wind induced vibration of cables. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Number 57, 1995, S. 353-362

- [109] Matsumoto, M.; Yagi, T.; Tsushima, D.: Inclined Cable Aerodynamics – Velocity Restricted Response at high reduced velocity. Proceedings of the third International Symposium on Cable Dynamics, Trondheim, Norway, 1999, S. 91-96
- [110] Mehrabi, A.; Tabatabai, H.: A Unified Finite Difference Formulation for Free Vibration of Cables. Journal of Structural Engineering, Volume 124, Number 11, 1998, S. 1313-1322
- [111] Meier, H.; Meier, U.; Brönnimann, R.: Zwei CFK Kabel für die Storchenbrücke, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nummer 44, 1996, S. 8-13
- [112] Meier, U.; Winistörfer, A.: CFK Zugglieder im Brückenbau. Tagungsband Leipziger Massivbau Seminar Hybrides Bauen mit Hochleistungswerkstoffen, Leipzig, Deutschland, 2000, S. 1-15
- [113] Miyata, T.; Yamada, H.; Hojo, T.; Yamazaki, S.: On Aerodynamically Stable PE-Stay Cables with Decreased Drag Force by Introduction of newly developed lumped surface roughness. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 481-488
- [114] Morse, P. M.; Ingard, K. U.: Theoretical Acoustics, First Princeton University Press, ISBN 0-691-08425, Copyright Mc Graw-Hill Inc, 1968, Princeton, New-Jersey, 1987

N

- [115] Natke, H. G.: Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse – Identifikation schwingungsfähiger elastomechanischer Systeme. Vieweg Verlag, ISBN 3-528-28145-6, dritte überarbeitete Auflage, Wiesbaden, 1992
- [116] Natke, H. G.; Cempel, C.: Model-Aided Diagnosis of Mechanical Systems – Fundamentals, Detection, Localization, Assessment. Springer Verlag Berlin Heidelberg New York, ISBN 3-540-61065-0, Berlin, 1997

O

- [117] Otte, D.; Yang, Q.; Sas, P.: Analysis of Multivariate Operating Response Data by Means of ARV Time Series Modelling Techniques. Proceedings of ISMA 19: Tools for Noise and Vibration Analysis, Volume 3, Leuven, Belgien, 1994, S. 1321-1328
- [118] Overschee, P.; De Moor, B.: Subspace Identification for Linear Systems: Theory-Implementation-Application. Kluwer Academic Publishers, 1996

P

- [119] Pacheco, M. B.; Fujino, Y.; Sulekh, A.: Estimation Curve for Modal Damping in Stay Cables with Viscose Camper. *Journal of Structural Engineering*, Volume 119, 1993, S. 1961-1979
- [120] Pauser, A.; Beschoner, K.: Die Donaubrücke Tulln. *Beton- und Stahlbetonbau* 91, Heft 9, 1996, S. 201-207
- [121] Pavic, A.; Armitage, T.; Reynolds, P.; Willford, M.; Wright, J.: Modal Testing of the Millenium Bridge, London. *Proceedings of the Third World Conference on Structural Control 3WCSC*, Como, Italy, 2001, Volume 3 S. 351-359
- [122] Peeters, B.; De Roeck, G.: The performance of time domain system identification methods applied to operational data, *Proceedings of DAMAS 1997, Structural Damage Assessment Using Advanced Signal Processing Procedures*, Sheffield, United Kingdome, 1997, S. 377–386
- [123] Peeters, B.; De Roeck, G., Hermans, L.; Wauters, C.; Krämer, C.; Smet, C.: Comparison of system identification methods using operational data of a bridge test, *Proceedings of ISMA 23, the International Conference on Noise and Vibration Engineering*, K.U. Leuven, Belgien, 1998
- [124] Peeters, B.; DeRoeck, G.: Stochastic Subspace Identification – Context, Theory and Application. Internal Report BWM-1998-04, Katholieke Universiteit Leuven, Department Burgerlijke Bouwkunde, 1998
- [125] Peerson, A. J.; Noorlander, K.: Full-scale measurements on the Erasmus Bridge after rain-wind induced vibrations. *Proceedings of 10th International Conference on Wind Engineering*, Copenhagen, Denmark, 1999, S. 988-997
- [126] Peeters, B.; DeRoeck, G.: Reference Based Stochastic Subspace Identification for Output-Only Modal Analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, Volume 13(6), 1999, S. 855-878
- [127] Peeters, B.; DeRoeck, G.: One-year monitoring of the Z24 Bridge: environmental influences versus damage events. *Proceedings of 18th International Modal Analysis Conference – IMAC*, San Antonio, USA, 2000, S. 1570-1576
- [128] Peeters, B.; Maeck, J.; De Roeck, G.: Excitation Sources and Dynamic System Identification in Civil Engineering, *Proceedings of the European COST F3 Conference on System Identification and Structural Health Monitoring*, Madrid, Spanien, 2000, S. 341-350
- [129] Peeters, B.: System identification and damage detection in civil engineering. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, 2000
- [130] Peil, U.; Mehdiانpour, R.; Scharff, R.; Frenz, M.: Life Time Assessment of Existing Bridges. *Proceedings of the First European Workshop on Structural Health Monitoring SHM 2002*, Paris, France, 2002, S. 999-1006

- [131] Peil, U.; Behrens, M.; Nahrath, N.: Dynamic response of slender structures under wind load. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics - EURODYN 2002, Munich, Germany, 2002, Volume 1 S. 141-152
- [132] Peil, U.; Mehdiانpour, M.; Scharff, R.: Life Time Assessment of Existing Bridges. Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics - EURODYN 2002, Munich, Germany, 2002, Volume 1 S. 293-298
- [133] Persoon, A. J.; Noorlander, K.: Full-scale measurements on the Erasmus bridge after rain/wind induced cable vibrations. Nationaal Lucht- en Ruimtevaartlaboratorium, National Aerospace Laboratory NLR. Report NLR-TP-99063, March 1999.
- [134] Pfaffinger, D.: Tragwerksdynamik. Springer Verlag Wien New York. ISBN 3-211-82116-3, Wien, 1989
- [135] Pietrzko, S.; Cantieni, R.: Modal Testing of Steel/Concrete Composite Bridge with Servo-Hydraulic Shaker. Proceedings of 14th International Modal Analysis Conference – IMAC, Dearborn, USA, 1996

R

- [136] Ramberger, G.: Die Bestimmung der Normalkräfte in Zuggliedern über ihre Eigenfrequenz unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen, der Biegesteifigkeit und der Dämpfung, Der Stahlbau, Band 10, 1978, S. 314-318
- [137] Ren, W.; Shen, J.; DeRoeck, G.: Structural Stiffness Identification Using Maximum Likelihood Estimate Method. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference – IMAC, San Antonio, Texas, 2000
- [138] Reusnik, J. H.; Kuijpers, M. L.: Dämpfer gegen Regen-Wind-induzierte Schwingungen der Schrägseile an der Erasmusbrücke, Stahlbau 67, Heft 10, 1998, S. 768-775
- [139] Rhie, S. R.: Brückenbausysteme für mittelgroße Spannweiten. Springer Verlag Wien, New York, ISBN 3-211-82407-3, Wien, 1993
- [140] Robra, Jörgen: Regen-Wind-induzierte Schwingungen von Schrägkabeln und Hängern, Dissertation an der Technischen Universität Wien, Institut für Stahlbau, 2003
- [141] Rohrmann, R. G.; Said, S.; Schmid, W.: Automatisches Dauerüberwachungssystem am Beispiel der Westendbrücke in Berlin. Mitteilung des Curt-Risch-Instituts der Universität Hannover, Hannover, Deutschland, 2000, S. 53-74
- [142] Rohrmann, R. G.; Baessler, M.; Said, S.; Schmid, W.; Rücker, W. F.: Structural causes of temperature affected modal data of civil engineering structures obtained by long time monitoring. Proceedings of 18th International Modal Analysis Conference – IMAC, San Antonio, USA, 2000, S. 1-7

- [143] Roik K., Albrecht G., Weyer U.: Schrägseilbrücken. – Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, ISBN 3-433-00924-4, Berlin, 1986
- [144] Ros, M.: Versuche und Erfahrungen an in der Schweiz ausgeführten Stahlbauten 1922-1945, Belastungsversuche am neuen Antennenturm des Landessenders Beromünster, Kanton Luzern, 1941, Technische Kommission des Verbandes Schweiz, Brückenbau- und Stahlhochbauunternehmungen – TKVSB, Zürich, Schweiz, 1951, S. 129-169
- [145] Ruscheweyh, H.; Verwiebe, C.: Rain-Wind-Induced Vibrations of Steel Bars. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 469-472
- [146] Russell, J. C.; Larnder, T. J.: Experimental Determination of Frequencies and Tension for Elastic Cables, Journal of Engineering Mechanics, 1998, S. 1067-1072

S

- [147] Sá Caetano, E.; Cunha, A.; Taylor, C. A.: Investigation of dynamic cable-deck interaction in a physical model of a cable stayed bridge. Part I: modal analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 29, Number 4, 2000, S. 481-498
- [148] Sá Caetano, E.; Cunha, A.; Taylor, C. A.: Investigation of dynamic cable-deck interaction in a physical model of a cable stayed bridge. Part II: seismic response. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 29, Number 4, 2000, S. 499-521
- [149] Sá Caetano, E.: Dynamics of Cable Stayed Bridges, Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction. PhD-thesis submitted to the University of Porto, Faculty of Engineering, FEUP, Porto, Portugal, 2000
- [150] San-Vicente, J. L.; Martinez, F.: Study of Humand Induced Vibrations in a Footbridge. Proceedings of the Third World Conference on Structural Control 3WCSC, Como, Italy, 2001, Volume 3 S. 361-366
- [151] Saxon, D. S.; Cahn, A. S.: Modes of Vibration of a Suspended Chain, Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Volume 6, Pt. 3, 1953, S. 273-285
- [152] Schambeck, H.: Bauingenieure und Ihr Werk, Beton- und Stahlbetonbau 86, Heft 8, 1991, S.
- [153] Schambeck, H.; Kroppen, H.: Die Zügelgurtbrücke aus Spannbeton über die Donau in Metten, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5 und 6, 1982, S. 131-136 und 156-161
- [154] Scharff, R.: Seitenschwingungen der Millenium Bridge in London, Bauingenieur, Band 76, 2001, S. 18-19
- [155] Sohn, H.; Farrar, C. R.; Hemez, F.; Czarnecki, J.: A Review of Structural Health Monitoring Literature 1996 – 2001. Proceedings of the Third World Conference on Structural Control 3WCSC, Como, Italy, 2001, Volume 2 S. 9-15

-
- [156] Starossek, U.: Brückendynamik – Winderregte Schwingungen von Seilbrücken. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH. ISBN 3-528-08881-8, Braunschweig, 1992
- [157] Stubler, J.; Ladret, P.; Damage, J. B.; Peltier, M.: Bridge Stay Cable Vibration: Phenomena, Criteria and Damper Technology. Proceedings of the Third International Symposium on Cable Dynamics, Trondheim, Norway, 1999, S. 163-170

T

- [158] Triantafyllou, M. S.: The Dynamics of Taut Inclined Cables, Quarterly Journal of Mechanics and applied Mathematics, Volume 37, Pt. 3, 1984, S. 421-440
- [159] Troitsky, M. S.: Cable Stayed Bridges, Second Edition, BSP Professional Books, 1988

V

- [160] Vandiever, J.; Dunwoody, A.; Campbell, R.; Cook, M.: A Mathematical Basis for the Random Decrement Vibration Signature Analysis Technique. Journal of Mechanical Design, Volume 104, 1982, S. 445-460
- [161] Van Overschee, P.; De Moor, B.: Subspace algorithms for the stochastic identification problem, Proceedings of the 30th IEEE Conference on Decision and Control, Brighton, United Kingdom, 1991, S. 1321-1326
- [162] Van Overschee, P.; De Moor, B.: Subspace Identification for linear systems: theory – implementation – applications, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Niederlande, 1996
- [163] Verwiebe, C.: Exciting mechanisms of rain-wind induced vibrations. Structural Engineering International – SEI, Number 2/1998, S. 112-117

W

- [164] Wahab, M. A.; DeRoeck, G.: Effect of Temperature on Dynamic System Parameters of a Highway Bridge. Structural Engineering International, Volume 7, Number 4, 1997
- [165] Walther, R.: Schrägseilbrücken. – Beton-Verlag GmbH., ISBN 3-7640-0328-6, Düsseldorf, 1994
- [166] Wenzel, H.: Cable Stayed Bridges – History, Design, Application. Northern Gate Book Co. LTD. ISBN 957-99070-4-8, Wien, 1996
- [167] Werner, D.: Baudynamik. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1989

- [168] Wicke, M.; Kirsch, P.; Straninger, W.; Scharitzer, B.: Kostenmodell für den Funktionserhalt von Straßenbrücken. Bauingenieur, Band 76, 2001, S. 86-91

Y

- [169] Yamaguchi, H.: Analytical Study on growth mechanism of rain vibrations of cables. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Volume 33, 1990, S. 73-80
- [170] Yamaguchi, H.: Control of Cable Vibrations with Secondary Cables. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 445-452
- [171] Yamaguchi, H.; Nagahawatta, H. D.: Damping effects of cable cross ties in cable-stayed bridges. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Number 54/55, 1995, S. 35-43
- [172] Yoshimura, T.; Savage, M.; Tanaka, H.: Wind Induced Vibrations of Bridge Stay Cables. Proceedings International Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, 1995, S. 437-444

Z

- [173] Zheng, G.; Ni, Y.Q.; Ko, J.M.; Xu, X.: Tension Dependent Internal Damping of a Cable Model. Progress in Experimental and Computational Mechanics in Engineering, ISBN 0-87849-913-X, The Source for Materials Science and Technology www.scientific.net
- [174] Ziegler, F.: Technische Mechanik der festen und flüssigen Körper, Springer-Verlag Wien, ISBN 3-211-83193-2, dritte Auflage, Wien, 1998

Internet-Seiten

- [175] <http://www.tts1.demon.co.uk/tay.html>
- [176] http://www.uoguelph.ca/%7Efrench/tay_bridge.htm
- [177] http://www.me.utexas.edu/~uer/papers/paper_jk.html
- [178] http://www.civeng.carleton.ca/Exhibits/Tacoma_Narrows/DSmith/photos.html
- [179] <http://www.enm.bris.ac.uk/research/nonlinear/tacoma/tacoma.html>
- [180] <http://www.geocities.com/CollegePark/Dorm/9873/erasmusbridge.html>
- [181] http://www.home.planet.nl/~piena008/rdam_eng.htm
- [182] <http://www.blezer2.myweb.nl/rotterdam2000/euromast/panorama.html>
- [183] <http://www.mysouthbank.co.uk/southwark/arts-millenniumbridge.htm>
- [184] <http://www.arup.com/millenniumbridge>
- [185] <http://www.millenniumbridge.co.uk>
- [186] <http://www.hem.passagen.se/emil-asker/Millenniumbridge.htm>
- [187] <http://www.vorspanntechnik.com>
- [188] <http://www.vsl-intl.com>
- [189] www.dywidag-systems.com
- [190] www.bbv-roxheim.de
- [191] http://www.eng.vt.edu/fluid/msc/gallery/vortex/k_exp.htm
- [192] <http://cocoa.ihpca.psu.edu/~hansen/cylvort4.jpg>
- [193] www.kinemetrics.com
- [194] www.freyssinet.com
- [195] www.soficar-carbon.com
- [196] www.empa.ch
- [197] www.dynamag.sk

Anhang A1

Tabellarische Zusammenstellung der untersuchten Brücken

Brücke	Spannweite [m]	1. EF [Hz]	Tragsystem [-]	Baustoff [-]
Donaubrücke Brigittenau	174,80	0,75	Hohlkasten	Stahl
Donaubrücke Floridsdorf	167,50	0,77	Hohlkasten	Stahl
Reichsbrücke	169,60	0,84	Hohlkasten	Spannbeton
Donaubrücke Wien Nord	83,30	0,86	Verbund	Verbund
Donaubrücke Nordsteg	85,00	1,29	Hohlkasten	Stahl
Hochstrasse St. Marx	29,30	5,01	Hohlkasten	Spannbeton
Donaustadtbrücke	186,00	0,58	Schrägseil	Stahl
Donaukanalbrücke Spittelau	67,00	1,39	Schrägseil	Spannbeton
Porrbrücke über A 23	44,40	2,64	Hohlkasten	Spannbeton
Donaubrücke Hainburg	228,00	0,52	Schrägseil	Stahl
Donaubrücke Melk	190,00	0,89	Hohlkasten	Spannbeton
Talübergang Schottwien	198,00	0,86	Hohlkasten	Spannbeton
Tulln ÖBB Brücke	88,70	1,71	Fachwerk	Stahl
Rosenbrücke Tulln West	176,75	0,52	Schrägseil	Spannbeton
Talübergang Grossram	60,00	1,79	Plattenbalken	Spannbeton
Schwechatbrücke	29,90	3,72	Plattenbalken	Stahlbeton
Knoten Steinhäusl	42,85	2,68	Plattenbalken	Spannbeton
Melkbrücke Winden	23,87	4,20	Plattenbalken	Spannbeton
Autobahnzubringer Melk Ost	21,00	4,60	Plattenbalken	Spannbeton
Aitertalbrücke	55,20	1,69	Plattenbalken	Spannbeton
Donaubrücke Steyregg	161,20	0,64	Schrägseil	Stahl
Donaubrücke Linz VOEST	215,00	0,45	Schrägseil	Stahl
Aschachbrücke Brandstatt	33,00	2,06	Plattenbalken	Spannbeton
Aistbrücke Schwertberg	40,00	3,56	Plattenbalken	Spannbeton
Reederbrücke Steyr	70,01	1,80	Hohlkasten	Spannbeton
Kremsbrücke Wartberg	31,00	3,86	Hohlkasten	Spannbeton
LZ 13 Hummelhofbrücke	44,00	2,29	Hohlkasten	Spannbeton
Regau	33,50	2,54	Hohlkasten	Spannbeton
S 101	32,00	3,77	Plattenbalken	Spannbeton
Murbrücke St. Michael	105,00	1,17	Hohlkasten	Spannbeton
Preg - Murbrücke Kraubath	44,73	4,70	Fachwerk	Stahl
Scheibsbgrabenbrücke	13,60	8,34	Balken	Spannbeton
Gurkbrücke Rain	20,50	3,97	Plattenbalken	Spannbeton
Heinzelsteg Klagenfurt	20,00	9,16	Balken	Stahlbeton
Jergitsch Steg	13,00	5,70	Balken	Stahlbeton
Hangbrücke Saag	30,00	4,05	Hohlkasten	Spannbeton
Gailbrücke Villach	45,00	3,34	Balken	Spannbeton
Kaponiggrabenbrücke	70,00	3,54	Bogen	Spannbeton
Rizzi Steg	20,00	9,16	Balken	Stahlbeton
Donnergrabenbrücke	67,45	2,34	Hohlkasten	Spannbeton
Gasthofalmbrücke	66,00	1,69	Balken	Spannbeton
Knoten Pongau	28,00	2,20	Platte	Spannbeton
Oberdorf	37,40	3,66	Balken	Spannbeton
Golling	64,64	2,02	Hohlkasten	Spannbeton
Mittersill	27,00	3,20	Platte	Spannbeton
Schmiedgraben	34,60	3,57	Plattenbalken	Spannbeton
Taurachbrücke	23,00	4,71	Platte	Stahlbeton

Urslaubrücke	20,40	4,87	Platte	Stahlbeton
Europabrücke	198,00	0,73	Hohlkasten	Stahl
Haller Innbrücke	34,00	3,14	Hohlkasten	Spannbeton
Innbrücke Kufstein	102,40	1,17	Hohlkasten	Spannbeton
Innbrücke Roppen	72,50	1,67	Bogen	Spannbeton
Talübergang Obernberg	65,00	2,00	Plattenbalken	Spannbeton
Innbrücke Zams	55,00	1,17	Bogen	Spannbeton
Lechbrücke Vils	62,00	1,44	Schrägseil	Verbund
Innbrücke Hall West	83,00	1,68	Zügelgurt	Spannbeton
Olympiabücke Innsbruck	68,70	1,37	Hohlkasten	Spannbeton
Nikolaibrücke	86,00	1,50	Hohlkasten	Spannbeton
Erdbergerbrücke	73,00	2,21	Platte/Schale	Spannbeton
Nussdorferbrücke	101,00	1,22	Hohlkasten	Spannbeton
Melkbrücke M5	48,00	2,41	Verbund	Stahl
Melkbrücke M6	79,00	3,67	Verbund	Stahl
Pielachbrücke TW Nord	22,50	4,42	Balken	Spannbeton
Pielachbrücke TW Süd	24,30	4,13	Balken	Spannbeton
Talübergang Haag	40,00	4,12	Hohlkasten	Spannbeton
Kaisermühlen Steg	80,60	1,14	Schrägseil	Stahl
Jedleseer Steg	100,00	1,03	Schrägseil	Stahl
Regau TW Ost	33,50	3,14	Hohlkasten	Spannbeton
Pernerstorfer Steg Oberlaa	54,00	1,39	Schrägseil	Stahl
Grünhaufenbrücke	40,50	2,17	Schrägseil	Verbund
Lilas	44,40	2,67	Plattenbalken	Spannbeton
Tilff	24,75	2,42	Hohlkasten	Spannbeton
Tamines	42,87	2,73	Hohlkasten	Spannbeton
Tertre	63,00	2,44	Hohlkasten	Spannbeton
Donaukanalbrücke	119,00	0,86	Schrägseil	Spannbeton
Melkbücke Winden	23,87	4,61	Plattenbalken	Spannbeton
Kuchl Richtung Salzburg	110,00	1,28	Hohlkasten	Spannbeton
Kuchl Richtung Villach	110,00	1,34	Hohlkasten	Spannbeton
Kabelbrücke Kraftwerk Simmering	57,00	1,80	Hohlkasten	Spannbeton
Kritzendorf	22,00	7,48	Fachwerk	Stahl
ÖBB Alte Donau	23,80	4,37	Platte	Spannbeton
ÖBB Schwechatbrücke Baden	26,04	6,62	Platte	Spannbeton
ÖBB Brünner Straße	20,54	7,32	Platte	Spannbeton
ÖBB Innstraße	14,82	8,02	Platte	Spannbeton
Pylonbrücke Ludwigshafen	279,50	0,49	Schrägseil	Stahl
ÖBB Neutal	23,59	8,49	Balken	Spannbeton
ÖBB Rohrbach	10,32	14,45	Balken	Stahl
Thalheim	70,00	1,61	Hohlkasten	Spannbeton
Hochstrasse Ludwigshafen 09/10	44,00	2,10	Hohlkasten	Spannbeton
Hochstrasse Ludwigshafen 11/12	42,50	2,69	Hohlkasten	Spannbeton
Hochstrasse Ludwigshafen 12/11	47,00	2,50	Hohlkasten	Spannbeton
KW Simmering Verbindungssteg	33,00	3,94	Hohlkasten	Spannbeton
Kao Ping Hsi Taiwan	330,00	0,27	Schrägseil	Spannbeton/Stahl
Olympic Grand Bridge Korea	150,00	0,66	Schrägseil	Spannbeton
Sancho El Major Brücke	146,30	0,63	Schrägseil	Spannbeton
Gi Lu Brücke	120,00	0,46	Schrägseil	Spannbeton

Anhang A2
Lebenslauf des Verfassers

Berufliche Laufbahn:

Seit Februar 2004	ARSENAL RESEARCH GmbH. Abteilung: Projektleiter Geschäftsfeld Verkehrswege Faradaygasse 3, A – 1030 Wien
Jän. 2001 bis Jän. 2004	VIENNA CONSULTING ENGINEERS – VCE Holding GmbH. Abteilung: Projektleiter Research & Development Hadikgasse 60, A – 1140 Wien
Okt. 1998 bis Dez. 2000	VIENNA CONSULTING ENGINEERS – VCE Holding GmbH. Abteilung: Research & Development Hadikgasse 60, A – 1140 Wien
Okt. 1997 bis Jul. 1998	UNIVERSITÄT FÜR BODENKULTUR Abteilung: Institut für konstruktiven Ingenieurbau IKI, Tutor Peter-Jordan Straße 82, A – 1190 Wien
Jul. 1997 bis Sept. 1998:	VIENNA CONSULTING ENGINEERS – VCE Holding GmbH. Abteilung: Research & Development, Teilzeit Hadikgasse 60, A – 1140 Wien
Nov. 1996 bis Dez. 1996	RAAB-KARCHER TANKSTELLENTÉCHNIK GmbH. Abteilung: Konstruktionsbüro Lemböckgasse 27, A – 1230 Wien
Aug. 1996 bis Sept. 1996	VOITL & CO. Bau-GmbH. Abteilung: Kalkulation und Bauabrechnung Werdertorgasse 1, A – 1010 Wien
Jun. 1994 bis Jun. 1996	RAAB-KARCHER TANKSTELLENTÉCHNIK GmbH. Abteilung: Konstruktionsbüro, Teilzeit Lemböckgasse 27, A – 1230 Wien
September 1993:	LIEFERBETON – READYMIX AG Abteilung: Einlaufstelle Handelskai 130, A – 1020 Wien
1988 – 1993:	Diverse Praktika im Bereich des allg. Maschinenbaues