

# BERÜCKSICHTIGUNG VON DYNAMISCHEN VERKEHRSLASTEN BEIM TRAGSICHERHEITSNACHWEIS VON STRASSENBRÜCKEN

THÈSE N° 2894(2003)

PRÉSENTÉE À LA FACULTÉ ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT

Institut de structures

SECTION DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

**Hannes LUDESCHER**

ingénieur civil diplômé EPF  
et de nationalité autrichienne

acceptée sur proposition du jury:

Prof. E. Brühwiler, directeur de thèse  
Dr G. Feltrin, rapporteur  
Prof. R. Flesch, rapporteur  
Dr P. Lestuzzi, rapporteur  
Prof. A. Muttoni, rapporteur

Lausanne, EPFL  
2003



## Vorwort

Die Zulassung von 40-to Lastwagen auf dem gesamten schweizerischen Strassennetz führt zu einer systematischen Überprüfung der Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken. Dafür stehen aktualisierte Lastmodelle für die statischen Strassenlasten zur Verfügung. Demgegenüber gibt die Frage der Berücksichtigung von dynamischen Verkehrslasten immer wieder zu Diskussionen Anlass, denn die in Normen festgehaltenen Kenntnisse beruhen im Wesentlichen auf empirischen Ansätzen, die anhand von dynamischen Versuchen an Brücken gewonnen wurden. Aufgrund der unvollständigen Kenntnisse wird vielfach vermutet, dass die für die Überprüfung von Strassenbrücken verwendeten „dynamischen Beiwerte“ zu gross sind und zu unnötigen Verstärkungen geführt haben.

Herr Ludescher hat in seiner Dissertation das dynamische Tragverhalten von Stahlbetonbrücken unter Strassenlasten untersucht und daraus dynamische Lastvergrösserungen für die Überprüfung von Strassenbrücken hergeleitet. Anfänglich wollte er die komplexe mechanische Thematik der dynamischen Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke anhand eines detaillierten numerischen Modells angehen. Jedoch musste er dann erkennen, dass einfache analytische Modelle der Tragwerksdynamik leistungsfähiger sind, um die wesentlichen Zusammenhänge und Einflussgrößen des durch Verkehrslasten induzierten dynamischen Tragverhaltens von Brücken zu verstehen. Dieser schwierige Werdegang der vorliegenden Dissertation forderte dementsprechend viel Geduld und Selbstvertrauen ab.

Die Originalität der Dissertation besteht im Einsatz von einfachen dynamischen Modellen, mit denen es Herr Ludescher gelingt, die wesentlichen Phänomene der Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke auf Gebrauchs- und Bruchniveau überzeugend zu erklären. Diese Dissertation enthält eine Fülle von neuartigen Erkenntnissen und Ergebnissen, die für die Anwendung beim Tragsicherheitsnachweis bestehender Strassenbrücken von grossem Nutzen sein werden.

Ich möchte Herrn Ludescher für sein Interesse und das grosse Engagement für die ihm gestellte schwierige Aufgabenstellung danken und ihm für die ausgezeichnete Qualität seiner Forschungsarbeit gratulieren.

Lausanne, im Dezember 2003

Prof. Eugen Brühwiler



## Zusammenfassung

Seit mehr als 150 Jahren ist bekannt, dass die Beanspruchung einer Brücke bei der Belastung durch bewegte Fahrzeuge höher ist als bei Stillstand derselben Fahrzeuge. Diesem Unterschied wird in der Bemessung von Strassenbrücken dadurch Rechnung getragen, dass die statischen Verkehrslasten mit einem „dynamischen Vergrößerungsfaktor“ multipliziert werden. Die in den Tragsicherheitsnachweisen verwendeten Vergrößerungsfaktoren stützen sich auf Lastversuche an bestehenden Brücken. Trotz hunderter Versuche in diversen Ländern haben diese Versuche jedoch keine befriedigende Erklärung der Phänomene geliefert, sodass sich die Vergrößerungsfaktoren von Land zu Land teilweise beträchtlich unterscheiden. Dies hängt damit zusammen, dass es sich beim Kernproblem – der dynamischen Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke – um eine komplizierte mechanische Fragestellung handelt. Aufgrund einer eingehenden Analyse in der Einleitung wird dies jedoch auch darauf zurückgeführt, dass die experimentelle Untersuchung mehr Teil des Problems als dessen Lösung ist.

Diese Arbeit zielt darauf ab, die Fragestellung aufgrund einer theoretischen Analyse systematisch aufzubereiten. Im Zentrum steht dabei die Fragestellung, welche Bedeutung dynamische Phänomene in jenen Szenarien haben, welche effektiv für die Tragsicherheit einer Brücke massgeblich sind. Zudem werden alle Szenarien betrachtet, welche einen Vergrößerungsfaktor rechtfertigen, und nicht nur die Szenarien mit dynamischer Wechselwirkung.

Der Tragsicherheitsnachweis einer Brücke umfasst die Nachweise des Bruch- und des Ermüdungswiderstands. Dementsprechend wird unterschieden zwischen der Wechselwirkung auf Bruchniveau, bei der von inelastischem Materialverhalten ausgegangen wird, sowie der Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau unter Beschränkung auf rein elastisches Verhalten. Die Analyse des Tragverhaltens einer Brücke zeigt zudem, dass sich die Elemente der Fahrbahn von den Brückenlängsträgern ganz wesentlich unterscheiden: Bei den Elementen der Fahrbahn – das heisst vor allem bei der Fahrbahnplatte – spielt die dynamische Wechselwirkung praktisch keine Rolle, und die Vergrößerung der Beanspruchung besteht im Wesentlichen aus der Lastvergrößerung. Bei den Brückenlängsträgern erhöht sich die Beanspruchung, zusätzlich zur Lastvergrößerung, durch deren eigene Schwingungen.

Zur genauen Erfassung der dynamischen Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau sind sehr komplizierte Modelle erforderlich, welche nicht nur alle Eigenschwingungsformen der Brücke sondern auch das nicht-lineare, dynamische Verhalten von Fahrzeugen sowie die Fahrbahnunebenheiten präzise abbilden. Erstellung und Analyse dieser Modelle werden daher meistens von Spezialisten der Numerik und Baudynamik übernommen. In der vorliegenden Arbeit wird im Gegensatz dazu versucht, die wesentlichen Zusammenhänge durch möglichst einfache Modelle zu erfassen. Dies vereinfacht es, den Einfluss der wichtigsten Parameter zu erfassen und auszuwerten.

Das wichtigste Resultat der Analyse der Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau ist, dass das Fahrzeuggewicht sowie die Anzahl an Fahrzeugen auf einer Brücke einen enormen Einfluss auf den Vergrößerungsfaktor haben. Während die dynamische Vergrößerung bei hohen Verkehrslasten praktisch vernachlässigbar ist, führen Versuche mit relativ leichten Fahrzeugen auf langen Brücken zu einer markanten Überschätzung des Vergrößerungsfaktors für den Tragsicherheitsnachweis. Weiters konnte gezeigt werden, dass sich weder die Spannweite einer Brücke noch deren Grundfrequenz zur Festlegung eines Vergrößerungsfaktors eignen.

Bei dynamischen Lastversuchen ergeben Durchbiegungsmessungen durchwegs höhere Vergrößerungsfaktoren als Dehnungsmessungen. Dieses Phänomen ist seit fünfzig Jahren bekannt, ohne dass bisher eine Erklärung gegeben werden konnte. In dieser wird eine Erklärung vorgeschlagen und gezeigt, dass der Vergrößerungsfaktor aufgrund von Durchbiegungsmessungen deutlich überschätzt wird. Analoge Überlegungen erlauben auch zu zeigen, wie die dynamische Vergrößerung der Querkraft besser erfasst werden kann als dies bis anhin der Fall ist.

Für die Analyse der Wechselwirkung auf Bruchniveau wird ein gänzlich neuer Ansatz gewählt, der das effektive Bruchverhalten der Brücke berücksichtigt. Daher wird zuerst grundsätzlich auf den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit bei der Beanspruchung durch Verkehrslasten eingegangen. Es zeigt sich, dass nur bei der stossförmigen Belastung der Fahrbahnplatte durch dynamische Radkräfte eine gewisse Erhöhung der Festigkeiten erwartet werden kann. Eine wichtige Voraussetzung für das Verständnis des dynamischen Verhaltens auf Bruchniveau ist die Schwerkraftwirkung. Diese bewirkt eine drastische Verringerung der Dissipationskapazität des Tragwerks.

Entscheidend ist bei inelastischem Verhalten die Verformbarkeit und nicht die Steifigkeit des Tragwerks. Anhand einfacher Modelle wird versucht, die wichtigsten Szenarien mit dynamischer Vergrößerung zu erfassen, wobei in erster Linie das Versagen auf Biegung untersucht wird. Anhand des Vergleichs der Resultate für verschiedene Kraft-Verschiebungs-Diagramme wird abgeschätzt, unter welchen Voraussetzungen der dynamische Anteil der Beanspruchung durch plastische Verformungen aufgenommen werden kann, ohne dass es zum Bruch kommt. Wenn die statische Beanspruchung bereits das Fliessmoment erreicht, dann gelingt dies aufgrund der Schwerkraftwirkung nur noch bei einem Bruchverhalten mit Dehnungsverfestigung.

Anhand einer einfachen Gleichgewichtsbetrachtung wird gezeigt, dass bei der dynamischen Lastvergrößerung infolge von Kurvenfahrt oder Bremsung der dynamische Anteil der Einwirkung nicht dissipiert werden kann. Ein verformungsreiches Bruchverhalten führt in diesem Fall jedoch zu einer Verzögerung des Bruchs, die je nach Szenario ausreichen kann, damit ein Auto den Gefahrenbereich verlässt. Darüber hinaus wird auch versucht, die Bedeutung des Schubbruchs im Vergleich zum Biegebruch zu bestimmen, um die Wahrscheinlichkeit dieses verformungsarmen Bruchs abzuschätzen.

Die gewonnenen Erkenntnisse fliessen schliesslich in ein Nachweiskonzept ein, in welchem geeignete Vergrößerungsfaktoren angegeben werden, wobei einerseits zwischen Bruch- und Gebrauchsniveau und andererseits zwischen Elementen der Fahrbahn und Brückenlängsträgern unterschieden wird. Die empfohlenen Werte beruhen dabei auf expliziten Gefährdungsbildern, was die Einbeziehung von Risikoüberlegungen ermöglicht. Die Erkenntnisse zeigen bei der Erhaltung bestehender Brücken künftig mehr auf die Gewährleistung einer möglichst ebenen Fahrbahn zu achten.

Abgerundet wird die Arbeit durch ausführliche Einführungen zum dynamischen Verhalten von Schwerfahrzeugen und Strassenbrücken, sowie zu Verkehrslasten und Fahrbahnunebenheiten. Dies erleichtert Fachleuten aus dem Brückenbau den Zugang, welche nicht Spezialisten der Baudynamik sind. Den dynamischen Radkräften verschiedener Fahrzeug- bzw. Achstypen infolge von Fahrbahnunebenheiten wird sehr grosse Aufmerksamkeit gewidmet, da dieser Aspekt oft zu Gunsten der Fokussierung auf das Verhalten der Brücke vernachlässigt wurde.

## Résumé

Il est connu depuis plus de 150 ans que les efforts internes d'un pont sollicité par le trafic sont plus grands quand les charges sont en mouvement que quand elles sont à l'arrêt. Cette différence est prise en compte lors du dimensionnement d'un pont routier en multipliant les charges de trafic statiques par un « facteur d'amplification dynamique ». Les facteurs d'amplification utilisés dans la vérification structurale se basent sur des essais de charge sur des ponts routiers existants. Malgré des centaines d'essais dans différents pays, l'expérimentation n'a pas fourni une explication satisfaisante des phénomènes observés. En conséquence, les facteurs d'amplification prescrits dans les normes varient parfois considérablement. D'un côté ceci peut être ramené au fait que le cœur du problème – l'interaction dynamique entre un véhicule et un pont – est un problème mécanique complexe. D'un autre côté, une analyse approfondie dans l'introduction de cette thèse montre que l'étude expérimentale fait plutôt partie du problème que de sa solution.

Cette thèse a pour but de traiter le problème de manière systématique à l'aide d'une approche théorique. Le cœur est formé par la question : quelle est l'importance des phénomènes dynamiques dans les scénarios, qui sont effectivement déterminants pour la sécurité structurale d'un pont. Tous les scénarios, qui justifient un facteur d'amplification, sont considérés, et non pas seulement l'interaction dynamique véhicule – pont.

L'évaluation de la sécurité structurale d'un pont comprend la vérification de la résistance à l'état ultime ainsi qu'à la fatigue. En conséquence, cette thèse distingue entre l'interaction véhicule – pont à l'état ultime, caractérisée par un comportement inélastique du pont, et l'interaction à l'état de service, où un pont se comporte essentiellement de manière linéaire élastique. L'analyse du comportement structural d'un pont montre de plus que, les éléments du tablier se distinguent fondamentalement des poutres longitudinales : pour les éléments du tablier – principalement la dalle de roulement – l'interaction dynamique n'a pratiquement pas d'importance, et l'amplification de la sollicitation est due à l'oscillation des véhicules. Pour les poutres longitudinales s'ajoutent les oscillations de la structure aux oscillations des véhicules.

Une étude théorique précise de l'interaction dynamique au niveau de service nécessite des modèles très complexes, qui reproduisent non seulement les modes d'oscillation d'un pont mais aussi le comportement non-linéaire et dynamique des véhicules ainsi que le profil précis de la chaussée. Par conséquent, le développement et l'analyse de tels modèles sont normalement pris en charge par des spécialistes du calcul numérique et dynamique. Cette thèse tente, au contraire, de reproduire les effets principaux à l'aide de modèles les plus simples possibles. Ceci facilite l'identification des paramètres clés et la mise en évidence de leurs influences.

Le résultat principal de l'analyse de l'interaction véhicules - pont à l'état de service est l'identification du poids et du nombre des véhicules comme paramètre principal pour le facteur d'amplification. Alors que l'amplification dynamique est pratiquement négligeable pour des charges très élevées, les essais avec des véhicules relativement légers, sur un grand pont, résultent dans une surestimation significative du facteur d'amplification pour une vérification structurale. En outre on montre que ni une portée, ni la fréquence fondamentale d'un pont, ne sont des critères adéquats pour déterminer un facteur d'amplification dans le cas concret d'une vérification structurale.

Lors d'un essai dynamique, les mesures de flèches résultent dans des facteurs d'amplification plus élevés que des mesures de déformations. Ce phénomène est connu depuis cinquante ans, sans qu'une explication n'ait été fournie. Cette thèse propose une explication et montre la surestimation de facteurs d'amplification dérivés de mesures de flèches. Des réflexions analogues amènent à une proposition pour une meilleure application du facteur d'amplification dans la vérification de l'effort tranchant.

Une approche nouvelle est utilisée pour analyser l'interaction dynamique à l'état ultime. Elle tient compte du comportement effectif à la rupture, ce qui nécessite d'étudier d'abord l'influence de la

vitesse de chargement sur la résistance apparente des matériaux. Dans le cas de charges de trafic, seul une légère augmentation de la résistance du béton de la dalle de roulement est à attendre, si une roue heurte un obstacle. Une condition essentielle pour comprendre le comportement à l'état ultime est « l'effet de la gravité », qui cause une réduction radicale de la capacité de dissipation de la structure.

Le critère déterminant dans un comportement inélastique est la déformabilité et non la rigidité. Des modèles simples sont utilisés pour étudier l'influence de la déformabilité ainsi que de l'effet de la gravité dans les scénarios avec une amplification dynamique importante. Les résultats montrent sous quelles conditions l'amplification dynamique peut être compensée par la déformation plastique de la structure sans qu'une rupture n'ait lieu. Si l'acier atteint sa limite d'élasticité sous l'effet des charges statiques, une sollicitation dynamique additionnelle ne peut être compensée si l'acier présente un comportement durcissant.

Une simple considération d'équilibre montre que l'amplification dynamique due aux forces centrifuges ou aux forces de freinage ne peut pas être compensée par une déformation de la structure. Dans ce cas, un comportement ductile aide à ralentir la rupture, ce qui peut être suffisant pour permettre un véhicule de passer la zone critique. En outre, des réflexions sont présentées sur l'importance d'une rupture à l'effort tranchant, qui consiste généralement en un mode de rupture avec peu de déformation. On montre que la probabilité que ce mode ait lieu avant une rupture à la flexion est faible.

En vue de l'application des résultats, les points les plus importants sont résumés et un concept pour la vérification structurale est développé, qui contient de valeurs explicites pour le facteur d'amplification. Le concept se base sur la distinction entre l'état ultime et l'état de service. On distingue également le cas des éléments du tablier et celui des poutres longitudinales. Cette différenciation permet l'intégration de critères de risque sur la base de scénarios détaillés. En plus du concept de vérification, il est recommandé de mettre l'accent plus explicitement sur le bénéfice d'une bonne planéité de la chaussée lors de la maintenance d'une structure.

Un complément nécessaire pour l'établissement des facteurs d'amplification recommandés est l'analyse détaillée de l'excitation de véhicules par les irrégularités dans la chaussée. Les forces de roues dynamiques pour différents types de véhicules et d'essieux, respectivement, sont analysées, car les résultats des autres chapitres indiquent que l'amplification des forces d'essieux est nettement plus importante que le comportement dynamique du pont. Les résultats de cette analyse montrent clairement que des essieux plus chargés ont des facteurs d'amplification plus bas, et que la force maximale n'est jamais atteinte pour tous les essieux d'un groupe simultanément.



## Summary

It has been known for more than 150 years that action effects in bridges due to traffic action are higher than it has to be expected for purely static loads. In the design of road bridges, this difference is considered by multiplying static traffic loads with a "dynamic amplification factor". The amplification factors defined in codes are based on dynamic load tests on existing bridges. Despite of hundreds of tests in several countries, experimental investigation has not given satisfactory explanation of the observed phenomena, which has resulted in marked differences between amplification factors defined in different codes. This is due to the fact that the core of the matter – the dynamic interaction between vehicles and bridges – is a complex mechanical problem. Based on a detailed analysis it is shown in the introduction, that it can also be attributed to the fact, that the experimental investigation is more part of the problem than its solution.

This thesis aims at getting a solid and systematic grounding in the problem using theoretical analysis. The centre of attention is the question, which importance dynamic phenomena have in those scenarios which are effectively relevant for the structural safety of a bridge. All scenarios are considered that justify an amplification factor, and not only dynamic vehicle – bridge interaction.

The structural safety evaluation of a bridge includes the verification of the ultimate and the fatigue limit state. Accordingly, this thesis distinguishes between the interaction at ultimate limit state, for which inelastic bridge behaviour is assumed, and the interaction at service limit state with linear elastic bridge behaviour. The structural analysis of a bridge shows in addition, that the elements of the bridge deck differ considerably from the main girders: For the elements of the deck – i.e. primarily for the deck slab – dynamic interaction is of little importance, and amplification of action effects is essentially due to amplification of traffic action. In the case of the main girders, action effects are additionally amplified due to the oscillations of the structure.

In order to analyse interaction at service limit state in detail, very sophisticated models are required, which do not only cover all relevant eigenmodes of the bridge but also the non-linear, dynamic behaviour of heavy vehicles and the precise road surface profile. Design and analysis of such models are mostly conferred to specialists in numeric analysis and structural dynamics. In the contrary, this thesis aims at capturing the fundamental connections by simple models, which facilitates the identification of the key parameters and the interpretation of their influence.

The most important result of the analysis of vehicle – bridge interaction at service limit state is that the amplification factor is most influenced by the weight and the number of vehicles on a bridge. Whereas the amplification is negligible for high vehicle loads, tests with relatively lightweight vehicles on long bridges lead to a significant over-estimation of amplification factors. Furthermore it is shown that neither the span nor the natural frequency of a bridge is appropriate for fixing the amplification factor for a particular bridge and safety verification, respectively.

It has been observed in dynamic load tests that deflection measurements consistently result in higher amplification factors than strain measurements. This phenomenon has been known for more than fifty years, but no explanation has been given so far. In this thesis an explanation is proposed and it is shown that deflection measurements result in an over-estimation of amplification factors. Similar considerations lead to a proposal for a more suitable application of amplification factors in the verification of shear force.

A completely new approach is chosen for the analysis of vehicle – bridge interaction at ultimate limit state. The effective behaviour at rupture is taken into account, which necessitates first to deal with the influence of loading velocity on material strength. It is shown that only for impact loading of deck slabs due to dynamic tyre forces a minor increase in concrete strength can be expected. An important prerequisite for the understanding of dynamic behaviour at ultimate limit state is the "gravity effect", which is shown to cause massive reduction in the dissipation capacity of a structure.

The determinant criterion with inelastic behaviour is deformability and not stiffness. Simple models are used to study the influence of deformability and gravity effect in the most important cases of dynamically amplified traffic action. The results show, under which conditions the dynamic amplification of action effects can be compensated by plastic deformation of the structure without causing its failure. If the steel yield stress is already attained due to the static part of traffic action, compensation of the dynamic part is only assured if the rupture behaviour is characterised by strain hardening.

A simple condition of equilibrium shows that dynamic amplification due to centrifugal forces cannot be absorbed by deformations of the structure. However, rupture behaviour characterised by significant deformation causes a delay in the failure of the structure, which can be sufficient to prevent the definitive rupture anyway, depending on the scenario. In addition to these reflections, it is attempted to determine the importance of shear failures with respect to flexural failures, in order to estimate the probability of this comparatively brittle failure mechanism.

In view of the application of the findings, the relevant results are synthesized and a concept for the safety verification accounting for dynamic traffic action is developed. The concept is based on the distinction between verifications at ultimate and service limit state on the one hand, and the separate treatment of elements of the deck and main girders on the other hand. This differentiation allows integrating risk based considerations using explicit hazard scenarios. An important point in the application of the findings is the recommendation to emphasize the benefit of good road surface evenness in the maintenance of structures.

A necessary complement in establishing the recommended amplification factors is the detailed analysis of the reaction of vehicles to road surface irregularities. The dynamic tyre forces for different vehicle and axle types, respectively, are analysed, since the findings indicate that the amplification of tyre forces is much more important in fixing amplification factors than the dynamic behaviour of bridges. The investigations clearly show that higher axle loads imply lower amplification factors, and that the maximum amplification of axle forces in axle groups never occurs simultaneously for all axles.

The thesis is finished by an annexe including introductions to the dynamic behaviour of vehicles and bridges as well as to the modelling of traffic loads and road surface irregularities. In addition to an extensive review of the state of the art, these introductions constitute an important basis of the work and facilitate understanding of the calculations in the main part.

## Vorwort

Das nachstehende Vorwort versucht, auf die menschlichen Aspekte dieser Forschungsarbeit einzugehen. Angesichts der folgenden, rund zweihundert Seiten unpersönlicher, wissenschaftlich-technischer Sprache habe ich das Bedürfnis, einige sehr persönliche Zeilen voranzustellen, in denen das Wörtchen „ich“ vorkommen darf.

Unlängst habe ich gehört, dass sich Prof. H. Hugi einmal folgendermassen zur Forschung, im speziellen im Rahmen einer Doktorarbeit, geäussert haben soll: „Der Dokortitel ist ein Ausweis der Befähigung, selbständig wissenschaftlich arbeiten zu können. Mit etwas Glück kommt am Ende auch ein brauchbares Resultat heraus. Es liegt im Wesen der Forschung, dass man das Ergebnis nicht vorwegnehmen kann, und im ungünstigen Fall gewinnt man nur die Erkenntnis, dass der anfangs eingeschlagene Weg falsch war.“

Im Rückblick ist meine Arbeit das Resultat eines lange Zeit vergeblichen Bemühens, und des Glücks, durch zähes Nachdenken dennoch zum Erfolg gekommen zu sein. Erst als ich einen neuen Weg versuchte, bekam ich die Problematik besser in den Griff und erhielt eine Fülle interessanter Resultate. Entscheidend war dabei, möglichst *einfache Modelle* zu verwenden, welche die klare Erfassung der grundlegenden Zusammenhänge ermöglichten. Um das zu erklären, fange ich die Geschichte am besten von vorne an.

Nachdem ich mich bereits einige Monate intensiv mit der Fragestellung auseinandergesetzt hatte, verfasste ich in der Mitte des Jahres 2000 einen sehr ambitionierten Forschungsplan für meine Doktorarbeit. Die wichtigsten Ziele waren eine möglichst wirklichkeitsnahe Erfassung der Strassenverkehrslasten durch probabilistische Modelle sowie die Ermittlung dynamischer Vergrösserungsfaktoren für den Bruchsicherheitsnachweis. Ermöglichen sollte mir dies das Computerprogramm CLEF, welches schon meinem Vorgänger Claude Broquet gedient hatte. Bedingung war, dass ich in einem ersten Schritt die Genauigkeit des Programms anhand von Versuchsergebnissen nachweisen könnte.

Dank Claude Broquet konnte ich von Kontakten zu einer sehr kompetenten Forschergruppe auf dem Gebiet der numerischen Simulation profitieren, welche eben jenes Programm CLEF entwickelt hatten. Prof. Mario Fafard, der Leiter dieser Gruppe, hatte bereits mehrere Forschungsarbeiten zur dynamischen Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung geleitet, und liess seinen Programmierspezialisten Daniel Marceau das Programm speziell für mich auf Vordermann bringen.

Ich arbeitete mich in das Programm ein und lernte unter anderem die Computersprache C. Trotzdem ich die wunderbare Gelegenheit hatte, sechs Wochen bei Mario Fafard an der Universität Laval in Quebec zu verbringen, und eines vierteljährlichen Sabbaticals von Mario Fafard in Lausanne, wollten die Resultate nicht kommen. Mario Fafard nahm sich viel Zeit, mir bei meinen relativ komplizierten Modellen zur Kalibrierung von Fahrzeugparametern zu helfen. Es gelang ihm schliesslich, meinen Algorithmus mit impliziter Newmark-Integration und Newton-Raphson-Iteration zum Laufen zu bringen. Aber meine Modelle waren als Folge des Strebens, die Wirklichkeit möglichst präzise abzubilden, zu aufwendig. Ich musste erkennen, dass ich auf diese Weise nicht in der gegebenen Zeit zu den gewünschten Ergebnissen gelangen konnte.

Mit der Entscheidung für das Forschungsthema der dynamischen Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung hatte ich die Verpflichtung übernommen, einen Abschlussbericht für das Bundesamt für Strassenbau ASTRA zu verfassen. Darin sollten einfache Lösungen für die „Ingenieure in der Praxis“ enthalten sein, und daher war es mit einigen komplizierten Simulationsberechnungen nicht getan. Dieser Bericht war bereits überfällig, als ich noch mit meinen Modellen kämpfte, ohne überhaupt jemals konkrete Simulationen durchgeführt zu haben. Nach mehr als zwei Jahren musste ich mein ursprüngliches Ziel aufgeben, mit CLEF zu arbeiten.

Die erste, nie vollendete Fassung des Berichts für das ASTRA begann ich mit einem Literaturstudium. Dieses machte mir deutlich, dass zu dem Thema schon ungemein viel geforscht wurde. Angesichts dessen schien es sehr vermessen zu glauben, auf diesem Gebiet noch viel beitragen zu kön-

nen. Schliesslich war das Problem für die Praxis scheinbar gelöst, auch wenn die starken Unterschiede in den Normen verschiedener Länder etwas irritierten.

Durch das Scheitern mit einem der besten verfügbaren Computerprogramme war ich gezwungen, statt mittels komplizierter Berechnungen durch Nachdenken weiterzukommen. Zeit für Versuche hatte ich ohnehin nicht gross. Ich wandte mich einem Problem zu, welches mit präzisen Modellen oder experimentell in nützlicher Frist unlösbar erschien, nämlich dem Einfluss dynamischer Verkehrslasten auf Bruchniveau. Statt mit komplizierten FE Simulationen versuchte ich es mit einem Gedankenexperiment. Ich verschloss die Augen vor dem Bildschirm, und bemühte statt des leistungsfähigen Rechners meine grauen Zellen.

Ich hatte zuvor bereits Fachleute konsultiert, um Hilfe bei dieser Problemstellung zu bekommen. Die Antwort von Prof. Norbert Gebbeken von der Universität der Bundeswehr München, der selber einige Erfahrung mit Simulationen im inelastischen Bereich hat, war: „Da haben Sie sich ja ein wirklich herausforderndes Thema ausgesucht“. Auch er kannte keine einzige Publikation zu dem Thema. Ich stand daher sozusagen am Nullpunkt.

Aber plötzlich sah ich die Lösung vor mir: *Wenn die Widerstandskraft des Tragwerks erschöpft ist, kann es sich immer noch verformen und die Bewegungsenergie der Schwingungen dissipieren!* Prof. Brühwiler hatte mir die grundsätzliche Idee in unseren Diskussionen bereits bestätigt gehabt, und nun sah ich auch, wie ich dieses Phänomen modellmässig erfassen könnte. Ich hatte das Bedürfnis, meine Erkenntnis mit kompetenten Personen zu diskutieren, aber die ersten zwei Fachleute, die ich damit konfrontierte, konnten nicht viel mit meinem Gedankenexperiment anfangen. Ich hatte Glück und stiess auf Milan Jirasek, der mich Dank seiner profunden Kenntnisse auf meinem Weg bestärkte.

Zwischen dem vagen Verständnis eines Phänomens und der quantitativen Erfassung lag dann noch ein weiter Weg. Ich sah nicht sofort, wie ich aus meinem Gedankenexperiment praktisch relevante Lösungen gewinnen konnte. Übertragen gesprochen wusste ich ungefähr, wo die Lösung zu finden war, aber war unfähig, dorthin zu gelangen. Es fehlte mir schlicht und einfach das Werkzeug. Diesen entscheidenden Schlüssel zum Erfolg verdanke ich John Wolf. Als Meister der Analyse dynamischer Probleme mittels einfacher Modelle lernte er mich in seiner Vorlesung zum ersten Mal nicht nur die Dynamik besser zu verstehen, sondern auch die nötigen Techniken zur Anwendung einfacher Modelle zu beherrschen.

Als ich endlich glaubte, alle Fehler in meinem ersten Modell zur inelastischen Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung behoben zu haben, stand ich vor einem Rätsel. Ich hatte die Lösung vorgängig anhand eines einfachen Energiegleichgewichts abgeschätzt, aber die numerische Zeitschrittberechnung war scheinbar instabil. Nach einigem Probieren erkannte ich, dass diese scheinbare Instabilität tatsächlich den Bruch meiner „Brücke“ bedeutete. Aber warum? In der Folge stellte ich mit einiger Beruhigung fest, dass auch Professoren der Baudynamik Mühe mit dem Phänomen hatten, für das ich in der Fachliteratur die Bezeichnung „Schwerkraftwirkung“ fand.

Der grossen Freude, mit meinem Modell nachweisen zu können, dass der dynamische Vergrösserungsfaktor unter gewissen Bedingungen auf Bruchniveau vernachlässigt werden kann, wich die Ernüchterung, dass dies möglicherweise nur von beschränkter Bedeutung war. Ich verstrickte mich in ausgedehnten Überlegungen zum Bruchverhalten von Strassenbrücken und kam zum Schluss, dass ich nicht alles machen konnte. Dennoch habe ich viel von den Überlegungen zum Bruchverhalten von Tragwerksteilen gelernt.

Im Rahmen von Tests meiner Modelle hatte ich mehr zufällig entdeckt, dass auch die Ergebnisse für elastisches Materialverhalten gar nicht so trivial und uninteressant waren. Ich baute die Modelle aus und kam immer mehr ins Rätseln. Ich begann, den Einfluss der einzelnen Parameter systematisch zu studieren und gelangte schliesslich zur perfekten Überraschung: Die Grundfrequenz einer Brücke hatte gar nicht die Bedeutung, welche man ihr seit langem beigemessen hatte. Viel wichtiger als die Übereinstimmung der Eigenfrequenz von Brücke und Fahrzeug war die Anregung des ganzen Systems.

Nach drei teilweise frustrierenden Jahren weitgehend ergebnisloser Forschung fand ich langsam wieder Gefallen an der Arbeit. Ich hatte das Gefühl, auf dem richtigen Weg zu sein, sah aber durch die grosse Vielzahl unterschiedlicher Aspekte noch nicht durch. Was sollte ich für Fahrbahnplatten vorschlagen, deren Bruchverhalten nicht gerade ein grosses Verformungsverhalten versprach? Wie wäre die Lastvergrößerung durch starke Fahrbahnebenheiten oder durch Kurvenfahrt geeignet zu berücksichtigen?

Schön langsam gelang es mir, das Puzzle Teil für Teil zusammen zu setzen. Dabei kam mir sehr zu Gute, dass ich die Arbeit am Lehrstuhl für die Erhaltung und Sicherheit von Bauwerken schrieb. Aus der Warte der Baudynamik liess sich die Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung beliebig kompliziert betrachten; durch die Konzentration auf sicherheitsrelevante Szenarien liessen sich auch anwendungsbezogene Lösungen finden.

Neben der Notwendigkeit, die Anwendung meiner Erkenntnisse nicht aus den Augen zu verlieren, stand immer das Bedürfnis, die physikalischen Phänomene wirklich zu verstehen. Diesem Umstand verdanke ich einen Gedankenblitz, der sich in der Folge als sehr weitreichend erwies. Durch die Unterscheidung zwischen der reinen Lastvergrößerung und der Vergrößerung der Beanspruchung durch Schwingungen bei Brückenlängsträgern konnte ich sowohl ein Jahrzehnte altes Rätsel bei der Messung des dynamischen Vergrößerungsfaktors lösen, als auch eine bessere Lösung für die dynamische Vergrößerung der Querkraft entwickeln.

Irgendwann im Laufe der Arbeit erkannte ich auch, dass sich die dynamische Wirkung des Verkehrs von dessen statischer Wirkung nicht trennen lässt. Das führte zu einem mich recht befriedigenden Nachweiskonzept für die lokale Beanspruchung, womit sich gewissermassen ein Kreis für mich schloss. Als ich das erste Mal während meiner Studienzeit im Rahmen einer Semesterarbeit eine Brücke bemass, gingen mir die Verkehrslastmodelle und Kennwerte der Norm einfach nicht in den Kopf. Zusammen mit einem Kollegen hatte ich mich an eine Lösung mit einer Fahrbahnplatte aus faserverstärktem Kunststoff und einem Stahlträger mit ca. 80 m Hauptspannweite gewagt, womit wir der Zeit etwas voraus waren. Die innovative Lösung litt unter den extrem konservativen Normbestimmungen, und 10 Jahre später freut es mich insgeheim, wissenschaftlich nachweisen zu können, dass diese Bestimmungen teilweise auf recht wackligen Fundamenten beruhen.

Rückblickend ging meine Doktorarbeit von dem Moment an, als ich mein erstes, einfaches analytisches Modell erstellte und zum Laufen brachte, sehr rasch voran. Im Laufe des vergangenen Jahres musste ich meine Ansichten immer wieder revidieren, wobei sich gewisse Erkenntnisse als beständig gegenüber meinem ständigen Hinterfragen erwiesen, manche jedoch musste ich in ein anderes Licht stellen. Ich war mir dabei durchaus bewusst, dass meine Arbeit nicht der Weisheit letzter Schluss ist, in dem Sinne „Wissenschaft ist der letzte Stand des Unwissens“.

Ich hoffe, dass meine Arbeit dazu beitragen kann, die Tragsicherheit von Brücken unter der Einwirkung von Verkehrslasten besser zu erfassen. Damit wäre ein Beitrag zu einer effizienteren Bewirtschaftung der Verkehrsinfrastruktur und deren Brücken geleistet. Die Arbeit hätte somit nicht nur ein wissenschaftliches Ergebnis, sondern es wäre auch ein kleiner Beitrag für die Allgemeinheit geleistet, welche schliesslich meine Arbeit finanziert hat.

Hannes Ludescher



## Danksagung

Die Arbeit an der vorliegenden Dissertation hat mich dazu getrieben, all zu viele Tage und Monate verbissen alleine vor dem Computer zu brüten. Dass ich es dennoch zu einem erfolgreichen Abschluss gebracht habe, ist nicht zuletzt den vielen Menschen um mich zu verdanken, die mich unterstützt haben. Meine Arbeit hat sofort an Reiz und Dynamik gewonnen, als ich aus meinem stillen Kämmerchen herauskam und gezielt Fachleute mit meinen Gedanken konfrontierte. Das hat mir den Horizont erweitert und den Blick für wichtige Aspekte geöffnet.

An erster Stelle gebührt der Dank meiner Frau, die mich während vier teilweise schwieriger Jahre verständnisvoll unterstützte und neben ihrer professionellen Tätigkeit den grössten Teil des zuerst Drei- und schliesslich Fünfpersonenhaushalts übernahm. Ich habe es ihr sicher nicht immer leicht gemacht.

Als nächstes möchte ich Herrn Brühwiler dafür danken, dass ich an seinem Lehrstuhl doktorieren durfte, sowie für seine Geduld und sein Vertrauen. In einer Zeit, wo nur noch die Anzahl an Publikationen zählt, ist es nicht selbstverständlich zu einem Mitarbeiter zu stehen, der nach drei Jahren immer noch nichts publiziert hat. In unseren Diskussionen half er mir, meine Ideen zu konkretisieren, lieferte mir ergänzende Informationen, wo sie nötig waren, und schärfte mir den Blick fürs Wesentliche. Vor allem liess mir Herr Brühwiler auch genügend Zeit für meine Forschung, indem er mich nicht mit Assistententätigkeit überlastete. Gleichzeitig sorgte er dafür, dass ich weder den Kontakt zur Praxis verlor, noch die persönliche Weiterbildung zu kurz kam.

Die Finanzierung meiner Doktorarbeit verdanke ich dem ETH-Rat, der mir ein Stipendium für das Doktorat an der anderen ETH gewährte. Von enormem Vorteil war darüber hinaus, dass ich mich bereits vor der Einschreibung zum Doktorat mehr als ein Jahr lang einarbeiten konnte, wofür Herr Brühwiler die finanziellen Mittel bereitstellte.

Ein ganz spezieller Dank gebührt Prof. Mario Fafard und Dr. Daniel Marceau, die sich sehr für mich eingesetzt haben und mir halfen, so weit sie konnten.

Als ich gerade einmal kompetente Auskunft brauchte, nahmen sich Dr. John Wolf, Prof. Manfred Hirt, Dr. Pierino Lestuzzi, Dr. Milan Jirasek und Prof. Aurelio Muttoni immer Zeit, mit mir zu diskutieren und mir mit gutem Rat zur Seite zu stehen.

Zeit genommen, mit mir zu diskutieren, haben sich ausserdem Prof. Peter Marti, Prof. em. Christian Menn, Prof. Marc Badoux, Prof. em. Hugo Bachmann, Aleš Žnidarič, Dr. Stéphane Rossier, Dr. Olivier Burdet und Dr. Daia Zwicky, die mir wertvolle Tipps und Informationen gegeben haben.

Einen besseren Zugang zu probabilistischen Methoden und Modellen verdanke ich Prof. Stefan Morgenthaler, Dr. Ehrfried Kölz und Prof. em. Jörg Schneider.

Von unschätzbarem Wert war das angenehme Arbeitsklima und die gute Stimmung am Lehrstuhl, für die vor allem Mme. Christine Benoit, Olivier Bernard, Katrin Habel, David Conciatori und Emmanuel Denarié besorgt waren. Es war sehr schön an den sozialen Aktivitäten teilhaben zu können.

Ich bedanke mich auch bei all jenen, die beigetragen haben und nicht namentlich aufgeführt sind, wodurch ich sie hoffentlich nicht enttäuscht habe.

Hannes Ludescher





## Inhaltsangabe

<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1	Übersicht .....	1
1.2	Ausgangslage .....	1
1.3	Problemstellung .....	2
1.4	Zielsetzung .....	5
1.5	Praktische Relevanz .....	5
1.6	Sicherheitsgrundsätze .....	7
1.6.1	Vorbemerkung .....	7
1.6.2	Grundsätze zum Nachweiskonzept .....	8
1.7	Zum Aufbau dieses Dokuments .....	11
<b>2</b>	<b>Szenarien mit vernachlässigbarer Wechselwirkung .....</b>	<b>12</b>
2.1	Übersicht .....	12
2.2	Radlastvergrößerung infolge von Wind .....	13
2.3	Radlastvergrößerung infolge von Fahrbahngefälle .....	14
2.4	Achskraftvergrößerung infolge von Horizontalbeschleunigung .....	15
2.4.1	(Abruptes) Anfahren .....	15
2.4.2	Bremsmanöver .....	16
2.4.3	Kurvenfahrt .....	16
2.4.4	Erkenntnisse zum Fahrverhalten in Kurven .....	17
2.5	Achskraftvergrößerung durch ungenügenden Lastausgleich .....	19
2.6	Ungleichmässige Beladung .....	20
2.7	Radkraftvergrößerung infolge von Radungleichförmigkeiten .....	20
2.8	Unfall .....	21
2.9	Erdbeben .....	21
2.10	Zusammenfassung .....	22
<b>3</b>	<b>Radkraftvergrößerung durch Fahrbahnunebenheiten .....</b>	<b>25</b>
3.1	Überblick .....	25
3.2	Modellbildung und Analysemethoden .....	25
3.2.1	Fahrzeugmodelle .....	25
3.2.2	Modellierung der Fahrbahnunebenheiten .....	28
3.2.3	Analyse von Fahrzeugmodellen .....	29
3.3	Eigenheiten der Anregung von Fahrzeugen durch Fahrbahnunebenheiten .....	33
3.3.1	Achsstandfiltern .....	33
3.3.2	Überlagerung von Stossanregungen .....	33
3.3.3	Räumliche Wiederholbarkeit .....	34
3.4	Einflussfaktoren bei der Radkraftvergrößerung .....	35
3.4.1	Überblick .....	35

3.4.2	Amplitude der Fahrbahnunebenheiten .....	36
3.4.3	Einfluss der Steifigkeit .....	38
3.4.4	Einfluss des Aufbaugewichts .....	40
3.4.5	Einfluss der Form der Unebenheit.....	42
3.4.6	Einfluss der Anregungsfrequenz bzw. der Fahrgeschwindigkeit .....	43
3.4.7	Einfluss der Dämpfung .....	44
3.5	Radkraftvergrößerung bei Einzelachsen .....	45
3.5.1	Ergebnisse der Parameterstudie .....	45
3.5.2	Vergleich mit anderen Untersuchungen .....	45
3.6	Radkraftvergrößerung bei Doppel-Achsgruppen .....	48
3.7	Radkraftvergrößerung bei Dreifach-Achsgruppen .....	50
3.8	Gemessene Achskraftvergrößerungen auf normalen Strassen .....	51
3.8.1	Zur Messung von Radkräften .....	51
3.8.2	Messungen durch P. Sweatman in Australien .....	52
3.8.3	Messungen des Instituts für Kraftfahrwesen der Universität Hannover.....	53
3.8.4	Andere Messungen .....	55
3.9	Zusammenfassung.....	56
<b>4</b>	<b>Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau .....</b>	<b>58</b>
4.1	Übersicht.....	58
4.2	Dynamische Eigenschaften des Systems Fahrzeug + Brücke.....	58
4.2.1	Zum Wesen der Wechselwirkung .....	58
4.2.2	Anregung infolge der Lastbewegung .....	59
4.2.3	Einfluss von Fahrzeugmasse und -steifigkeit auf das Systemverhalten .....	59
4.2.4	Einfluss der Fahrzeugposition auf die wirksame Masse und Steifigkeit der Brücke .....	61
4.2.5	Einfluss der Fahrzeugposition auf die Intensität der Anregung.....	63
4.2.6	Einfluss der Fahrzeugposition auf die Partizipationsfaktoren .....	63
4.2.7	Einfluss der Fahrzeugposition auf die Eigenfrequenzen des Systems .....	64
4.2.8	Zusammenfassende Bewertung der Wechselwirkungsphänomene .....	65
4.3	Modellierung und Analyse des Systems Fahrzeug + Brücke .....	66
4.3.1	Modellbildung .....	66
4.3.2	Analyse im Zeitbereich.....	68
4.3.3	Analyse der Übertragungsfunktion .....	70
4.4	Parameterstudie für das System Brücke + 1 Fahrzeug .....	72
4.4.1	Überblick.....	72
4.4.2	Einfluss der Anregungsfrequenz (Fahrgeschwindigkeit).....	72
4.4.3	Einfluss der Anregungsamplitude (Grösse der Fahrbahnunebenheiten) .....	73
4.4.4	Einfluss der Systemsteifigkeit .....	74
4.4.5	Einfluss des Frequenzverhältnisses .....	75
4.4.6	Einfluss der Fahrzeugmasse bzw. des Massenverhältnisses .....	78
4.4.7	Einfluss der Dämpfung .....	81
4.4.8	Zusammenfassung der Parameterstudie .....	82
4.5	Verhalten des Systems Brücke + mehrere Fahrzeuge .....	84

4.6	Folgerungen für Längsträger von Balkenbrücken .....	87
4.6.1	Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen .....	88
4.6.2	Nachweis des Schubwiderstands .....	92
4.7	Folgerungen für Fahrbahnplatten .....	94
4.7.1	Statische Beanspruchung von Fahrbahnplatten .....	94
4.7.2	Dynamische Belastung von Fahrbahnplatten durch Fahrzeuge .....	95
4.7.3	Anregung durch normale Fahrbahnunebenheiten .....	96
4.7.4	Anregung durch spezielle Fahrbahnunebenheiten .....	98
4.8	Folgerungen .....	100
<b>5</b>	<b>Einfluss dynamischer Effekte auf Bruchniveau .....</b>	<b>104</b>
5.1	Überblick .....	104
5.2	Einleitung .....	104
5.3	Modellbildung und Schwerkraftwirkung .....	105
5.3.1	Modellbildung für die Brücke .....	105
5.3.2	Modellbildung für das Fahrzeug .....	106
5.3.3	Massgebliche Szenarien .....	106
5.3.4	Schwerkraftwirkung .....	107
5.4	Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit .....	109
5.4.1	Belastungsgeschwindigkeiten infolge fahrender Fahrzeuge .....	109
5.4.2	Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf den Tragwerkswiderstand .....	110
5.5	Kraft-Verschiebungs-Verläufe („Arbeitslinien“) .....	112
5.6	Szenario „stossartige Anregung“ .....	114
5.7	Szenario resonanzähnliche Anregung .....	121
5.8	Szenario „Horizontalbeschleunigung“ .....	122
5.8.1	Eine Gleichgewichtsbetrachtung .....	122
5.8.2	Modell zur Analyse der Bruchverzögerung .....	123
5.8.3	Parameterstudie .....	124
5.8.4	Folgerungen .....	126
5.9	Duktilität und Rotationsvermögen .....	126
5.9.1	Duktilitätsbedarf bei Schnittkraftumlagerungen .....	127
5.9.2	Duktilität und Rotationsvermögen bei Stahl- / Spannbetonquerschnitten .....	128
5.9.3	Bedeutung der Dehnungsverfestigung für die Dissipationskapazität .....	130
5.9.4	Grafischer Nachweis der genügenden Dissipationskapazität .....	130
5.10	Berücksichtigung gemessener Arbeitslinien .....	131
5.10.1	Versuche durch D. Zwicky an Spannbetonbalken .....	131
5.10.2	Bruchversuch an der Steilerbachbrücke .....	132
5.10.3	Bruchversuch an einer Kragplatte im Massstab 1:3 .....	133
5.10.4	Folgerungen .....	133
5.11	Bedeutung des Schubnachweises .....	134
5.12	Zusammenfassung .....	135
<b>6</b>	<b>Anwendung .....</b>	<b>137</b>

6.1	Einleitung .....	137
6.1.1	Kurze Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse .....	137
6.1.2	Grundsätze zur Umsetzung der Erkenntnisse .....	138
6.2	Nachweiskonzept .....	139
6.2.1	Berücksichtigung der Überwachung .....	140
6.2.2	Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus .....	141
6.3	Tragsicherheitsnachweis für Längsträger.....	142
6.4	Tragsicherheitsnachweis für Elemente der Fahrbahn.....	143
6.5	Erläuterungen zum Nachweis der Ermüdungssicherheit.....	147
6.5.1	Elemente der Fahrbahn .....	147
6.5.2	Längsträger .....	147
6.6	Erläuterungen zum Nachweis der Tragfähigkeit (Bruchzustand) .....	148
6.6.1	Elemente der Fahrbahn, sprödes bzw. wenig duktilen Bruchverhalten.....	148
6.6.2	Längsträger, sprödes bzw. wenig duktilen Bruchverhalten.....	148
6.6.3	Bauwerksteile mit ausreichender Dissipationskapazität.....	149
6.7	Zusammenfassung.....	149
<b>7</b>	<b>Folgerungen .....</b>	<b>151</b>
7.1	Zusammenfassung.....	151
7.2	Thesen .....	154
7.3	Perspektiven .....	158
<b>8</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>161</b>
<b>Anhang A: Grundlagen .....</b>		<b>169</b>
<b>9</b>	<b>Stand der Forschung.....</b>	<b>170</b>
9.1	Fachliteratur zur dynamischen Belastung von Strassenbrücken durch Verkehrslasten ...	170
9.1.1	Einleitung.....	170
9.1.2	Rückblick 1847 bis 1990.....	170
9.1.3	Arbeiten ab ca. 1990 .....	175
9.1.4	Zusammenfassung .....	178
9.2	Angaben zum dynamischen Vergrößerungsfaktor in verschiedenen Normen .....	179
9.2.1	Gemeinsamkeiten.....	179
9.2.2	Vergrößerungsfaktoren in Schweizer Normen.....	181
9.2.3	Vergrößerungsfaktoren im Eurocode .....	181
9.2.4	Vergrößerungsfaktoren in den USA .....	182
9.2.5	Vergrößerungsfaktoren in Kanada .....	182
9.2.6	Vergrößerungsfaktoren in Normen weiterer Länder .....	183
9.2.7	Vergleich und Ausblick .....	183
9.3	Zusammenfassung.....	183
<b>10</b>	<b>Verkehrslasten auf Strassenbrücken .....</b>	<b>185</b>
10.1	Übersicht .....	185
10.2	Verkehrsaufkommen und Verkehrszusammensetzung.....	185

10.3	Modellierung von Verkehrslasten.....	187
10.3.1	Verkehrslastmodelle in der Schweiz .....	187
10.3.2	Verkehrslastmodelle in anderen Ländern .....	188
10.4	Kennwerte für Verkehrslastmodelle .....	189
10.4.1	Allgemeines .....	189
10.4.2	Zu den Kennwerten im Swisscode 261:2003 .....	190
10.4.3	Zulässige Achslasten.....	192
10.4.4	Aktualisierung von Kennwerten .....	194
10.5	Ermittlung aktualisierter Bemessungswerte für Achslasten .....	195
10.5.1	Einleitung.....	195
10.5.2	Bedeutung des Achstyps für die Tragsicherheit.....	195
10.5.3	Zur Modellierung der Häufigkeitsverteilungen von Achslasten.....	197
10.5.4	Kennwerte für Einzel-, Doppel- und Dreifach-Achsen.....	200
10.6	Überlegungen zu extremen Achslasten .....	202
10.7	Typische Linienlasten von Fahrzeugen .....	203
<b>11</b>	<b>Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Schwerfahrzeugen .....</b>	<b>205</b>
11.1	Einführung.....	205
11.2	Kurzer Rückblick auf die Entwicklung der Fahrzeugtechnik .....	205
11.3	Fahrzeugtechnik .....	206
11.4	Modellbildung .....	212
11.4.1	Grundgedanken .....	212
11.4.2	Diskretisierung.....	213
11.4.3	Freiheitsgrade.....	214
11.4.4	Verformungsverhalten .....	215
11.4.5	Dämpfungsverhalten.....	216
11.4.6	Modellierung von Reifen .....	216
11.4.7	Modellierung von Luftfederungen.....	217
11.4.8	Modellierung von Blattfederungen .....	218
11.4.9	Mögliche Fahrzeugmodelle.....	219
11.5	Spektrum der Fahrzeugkennwerte .....	221
11.5.1	Grundlagen .....	221
11.5.2	Kennwerte für Aufbaumassen und Massenverteilung .....	222
11.5.3	Kennwerte für das Aufhängungsverhalten.....	222
11.5.4	Achsmasse und Reifenverhalten .....	225
11.6	Simulation des Fahrzeugverhaltens .....	227
11.6.1	Anwendungsbereich und Ziele.....	227
11.6.2	Mathematische Beschreibung des Modells.....	227
11.6.3	Verifikation der Resultate und Sensibilitätsanalyse.....	228
<b>12</b>	<b>Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Strassenbrücken .....</b>	<b>229</b>
12.1	Überblick .....	229
12.2	Zum Wesen von Schwingungen und deren Bedeutung für Tragwerke.....	229

12.3	Historischer Abriss zur Bedeutung von Schwingungen für Brücken .....	231
12.4	Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen .....	234
12.5	Dynamisches Verhalten von Brückenfahrbahnplatten .....	237
12.6	Dämpfung .....	239
12.7	Instationäre Schwingungen .....	240
12.8	Modellbildung .....	241
12.9	Kennzahlen für das dynamische Verhalten von Strassenbrücken .....	243
12.9.1	Einflussfaktoren .....	243
12.9.2	Grundfrequenz .....	243
12.9.3	Dämpfung .....	244
<b>13</b>	<b>Fahrbahnunebenheiten .....</b>	<b>246</b>
13.1	Überblick .....	246
13.2	Definitionen und Eigenschaften .....	246
13.3	Ursachen und Formen von Fahrbahnunebenheiten .....	247
13.4	Wirkung von Fahrbahnunebenheiten .....	249
13.5	Beschreibung von Fahrbahnunebenheiten .....	249
13.6	Messung von Fahrbahnunebenheiten .....	253
13.6.1	Messungen am Schweizer Autobahnnetz im Jahr 2000 .....	254
13.7	Modellierung von Fahrbahnunebenheiten .....	257
<b>14</b>	<b>Curriculum Vitae .....</b>	<b>259</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Übersicht

In dieser Einleitung werden die wichtigsten Aspekte der Forschungsarbeit aufgegriffen und vorgestellt. Zuerst wird kurz nachgezeichnet, wie es zu dieser Arbeit kam und was die übergeordneten Zielsetzungen waren. Anschliessend wird die Problemstellung in engeren Sinn umrissen, indem die Schwachstellen der bisherigen Lösung aufgezeigt werden. Daraus leiten sich die konkreten Ziele ab, wobei die Fokussierung der Arbeit auf jene Szenarien, welche für die Tragsicherheit relevant sind, betont wird.

Um die Relevanz des Themas hervorzuheben, wird auf den Einfluss des Vergrößerungsfaktors bei der Bemessung einer Brücke eingegangen. Die Analyse der Verkehrslasten gemäss den Schweizer Normen der letzten fünfzig Jahre zeigt, dass die Festlegung des Vergrößerungsfaktors für den Nachweis der Tragsicherheit einer grossen Zahl bestehender Brücken sehr wichtig ist.

Im Hinblick auf die Festlegung eines Vergrößerungsfaktors für den praktischen Gebrauch werden bereits in der Einleitung gewisse Sicherheitsgrundsätze festgelegt. Es wird erklärt, warum die Anwendung der in mechanischen Modellen gewonnenen Erkenntnisse mehr als nur ein Problem der Baudynamik ist, und von welchen Überlegungen das empfohlene Nachweiskonzept geleitet wurde.

Abschliessend findet sich ein kurzer Überblick über die Arbeit, welcher deren Studium erleichtern soll. Insbesondere wird erklärt, warum die für das Verständnis wichtigen Grundlagenkapitel in den Anhang verlegt wurden.

## 1.2 Ausgangslage

Die Ursprünge dieser Doktorarbeit gehen auf die Revision der Norm SIA 160 im Jahre 1989 zurück, bei der sowohl die statischen Verkehrslasten als auch die zu berücksichtigende, dynamische Vergrößerung deutlich hinaufgesetzt wurden. Damit stellte sich automatisch die Frage nach der Sicherheit der bestehenden Brücken, welche nach der älteren Norm bemessen worden waren: **Wie kann die Tragsicherheit einer Brücke nachgewiesen werden, die sich bereits jahrelang einwandfrei unter Betrieb verhalten hat, aber nicht mehr den Anforderungen der Bemessungsnormen für neue Tragwerke entspricht ?**

Während sich das Institut für Stahlbau ICOM an der EPFL mit der Aktualisierung von Verkehrslasten beschäftigte, übernahm der Lehrstuhl für Erhaltung, Konstruktion und Sicherheit von Bauwerken MCS die vertiefte Untersuchung der dynamischen Wirkung von Verkehrslasten. Das Bundesamt für Strassenbau ASTRA war als Verantwortlicher für die Strasseninfrastruktur sehr an den entsprechenden Resultaten interessiert und gewährleistete die Finanzierung (Bild 1).

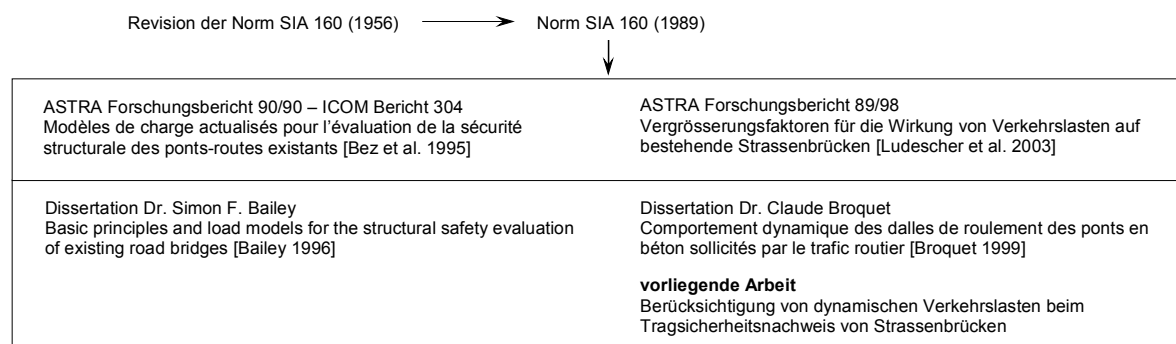


Bild 1: Die vorliegende Arbeit im Rahmen der Forschung zur Überprüfung bestehender Strassenbrücken in der Schweiz

Das ICOM beendete das Forschungsprojekt zur Aktualisierung der Verkehrslasten für bestehende Strassenbrücken mit dem Bericht [Bez et al. 1995] „Aktualisierte Lastmodelle zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken“. Im Rahmen der Forschung zum „dynamischen Beiwert“ brachte C. Broquet am MCS seine Doktorarbeit mit dem Titel „Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier“ im Jahr 1999 zum Abschluss. Er konzentrierte sich darin auf die Überprüfung von Fahrbahnplatten, für welche der „dynamische Beiwert“ gemäss Norm SIA 160 (1989) bei weitem die grösste Bedeutung hatte.

Die Forschung am MCS war mit der Dissertation von Dr. Claude Broquet noch nicht beendet, sondern sie wurde im Rahmen des Forschungsprojekts des ASTRA sowie im Rahmen der vorliegenden Doktorarbeit weitergeführt. Die Ausgangslage war somit zweischneidig: Zum einen sollte ein wissenschaftlicher Beitrag zur dynamischen Beanspruchung von Strassenbrücken durch Verkehrslasten geleistet werden, zum anderen sollten praxistaugliche Lösungen präsentiert werden. Nicht zuletzt sollten auch die Ergebnisse der Arbeit von Dr. Claude Broquet untermauert werden.

### 1.3 Problemstellung

Seit der Kenntnis des Problems der dynamischen Beanspruchung von Brücken durch den Verkehr ist die Forschung eng mit dessen experimentellen Erfassung verknüpft. Die analytische Forschung diente dabei meistens mehr der Erklärung der Versuche denn zur theoretischen Aufbereitung der grundsätzlichen Problemstellung. Ein starker Bezug auf die experimentelle Forschung ist daher in der Folge unvermeidlich.

Bereits seit über 150 Jahren ist bekannt, dass Fahrzeuge eine Brücke nicht nur statisch belasten, sondern auch dynamisch<sup>1</sup>. Gesucht ist demnach, um wie viel die massgeblichen Schnittkräfte infolge der statischen Verkehrslasten zu vergrössern sind, um den dynamischen Effekten Rechnung zu tragen. Um die Bemessung zu vereinfachen, soll die Vergrösserung am besten als Anteil der statischen Wirkung angegeben werden.

Man stellte fest, dass es sehr schwierig war, die Problemstellung durch theoretische Untersuchungen in den Griff zu bekommen, und verliess sich für praktische Belange auf „dynamische Lastversuche“<sup>2</sup>. Die Versuchstechnik wurde im Laufe der Jahrzehnte verfeinert, in der Schweiz wird jedoch im Wesentlichen immer noch das gleiche gemessen wie vor mehr als hundert Jahren (Bild 2): Man vergleicht die maximale dynamische Durchbiegung eines Brückenträgers bei der Überfahrt eines Fahrzeugs mit der statischen Durchbiegung infolge des stillstehenden Fahrzeugs ([Cantieni 1983], [Ziegler 2003]).

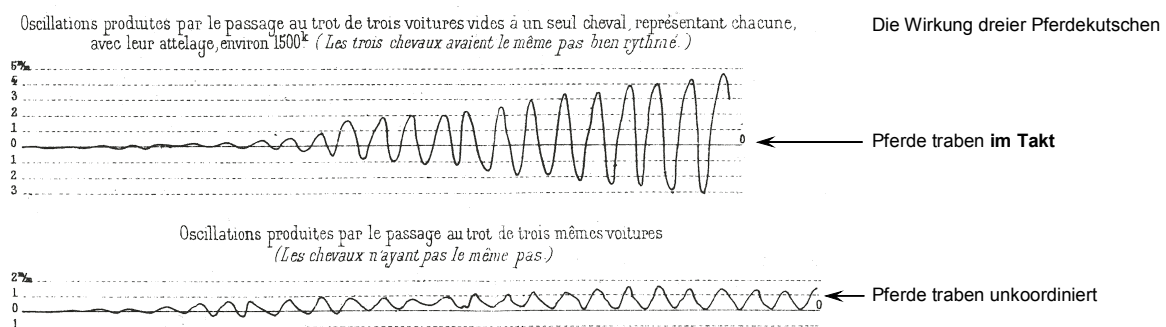


Bild 2: Wirkung dreier Pferdekutschen bei der Fahrt über eine Brücke; Messungen durch M. Deslandres im Jahre 1892 in Paris, gemäss [Cantieni 1983]

<sup>1</sup> Auf den Ursprung und die Entwicklung des Fachgebiets wird näher im Abschnitt über den Stand der Forschung eingegangen.

<sup>2</sup> Da eigentlich die Einwirkung und nicht der Versuch dynamischen Charakters ist, müsste von „Belastungsversuchen mit dynamischer Verkehrseinwirkung“ geredet werden



Obwohl grundsätzlich die dynamische Vergrößerung der massgeblichen Beanspruchung gesucht war, musste man sich experimentell auf die Messung einer Verschiebung infolge einer nicht massgeblichen Belastung beschränken. Beanspruchungen (Spannungen bzw. Schnittkräfte) sind nicht messbar, und eine hohe Beanspruchung einer Brücke im Rahmen von Versuchen war nicht erwünscht.

Da man bereits sehr früh festgestellt hat, dass die Geschwindigkeit des Fahrzeugs (bzw. der Rhythmus der Pferde in Bild 2) grossen Einfluss auf die gemessene Vergrößerung hat, wird normalerweise bei ‚dynamischen Lastversuchen‘ die Geschwindigkeit als einziger Versuchsparameter variiert. Angegeben wird schliesslich nur der Maximalwert der im untersuchten Geschwindigkeitsbereich gemessenen Vergrößerungsfaktoren.

Im Lauf der letzten fünfzig Jahre wurde festgestellt, dass neben der Fahrgeschwindigkeit auch die Eigenschaften des Fahrzeugs und das Fahrbahnprofil einen bedeutenden Einfluss haben. Da diese Parameter experimentell jedoch schwieriger zu variieren sind, werden sie normalerweise nicht untersucht. Um den Einfluss eines sehr unebenen Profils zu erfassen, wird die normale Fahrt über eine Brücke oft nach Anbringung eines künstlichen Hindernisses wiederholt.

Auch wenn man jedes Mal das gleiche Versuchsfahrzeug verwendet, werden für jede Brücke andere Vergrößerungsfaktoren gemessen, wobei die Unterschiede teilweise sehr ausgeprägt sind. Während man anfangs versuchte, primär die Spannweite einer Brücke für diese Unterschiede verantwortlich zu machen, wird der Vergrößerungsfaktor seit ca. 1970 in auch in Funktion der Grundfrequenz aufgetragen.

Bild 3 links zeigt einen Grossteil der in der Schweiz gemessenen Vergrößerungsfaktoren in Abhängigkeit von der Grundfrequenz der Brücke [Cantieni 1983]. Die Wolke der eingetragenen Punkte lässt höchstens den Schluss zu, dass der Vergrößerungsfaktor mit zunehmender Grundfrequenz abnimmt, im Übrigen ist die Interpretation schwierig. Rechts sind die Resultate für die Fahrt mit künstlichem Hindernis gezeigt, wobei sich ein noch inhomogeneres Bild bietet.

Um den Einfluss der verschiedenen Parameter besser herauszuarbeiten, unternahm R. Cantieni in den Jahren 1978 / 79 eine gross angelegte Versuchskampagne, in welcher er neben der Fahrgeschwindigkeit auch den Fahrzeugtyp, die Anzahl Fahrzeuge sowie das Fahrbahnprofil variierte. Diese weltweit wohl einzigartige Versuchskampagne lieferte enorm viele Resultate, von denen leider nur der maximale gemessene Vergrößerungsfaktor bei Fahrt ohne künstliches Hindernis grosse Bedeutung erlangte.

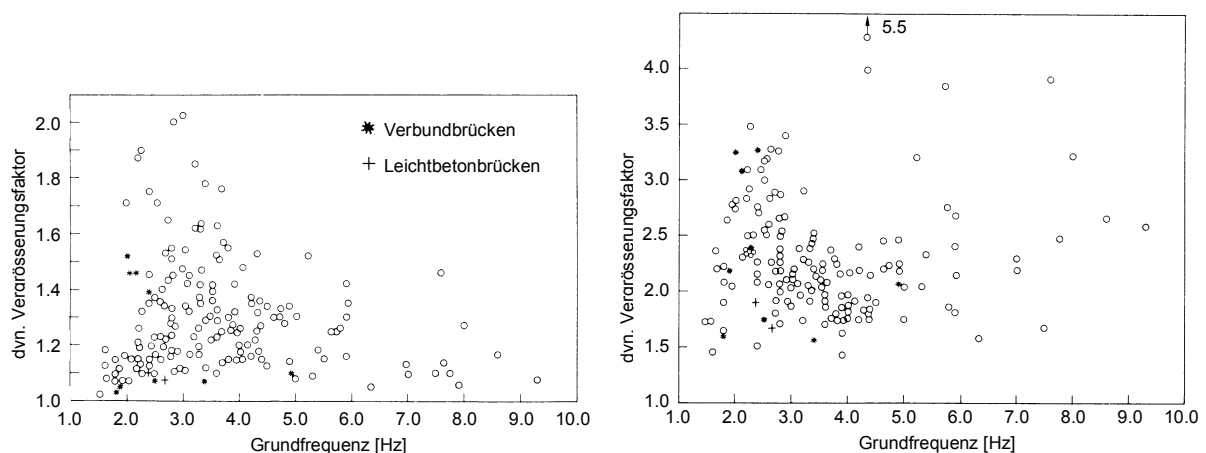


Bild 3: Maximale, gemessene Vergrößerungsfaktoren, links: bei ungehinderter Fahrt über eine Brücke (178 Werte), rechts: bei der Fahrt über ein künstliches Hindernis (173 Werte) [Cantieni 1983]

Wenig Aufmerksamkeit wurde der Anwendung der in Versuchen ermittelten Vergrößerungsfaktoren gewidmet. Man schloss, dass der Vergrößerungsfaktor bei verteilten Lasten, welche sehr dichten Verkehr (Stau) bedeuten, vernachlässigt werden kann. Die Vergrößerung der Durchbiegungen

eines Brückenträgers interpretierte man als Lastvergrößerung eines schweren Einzelfahrzeugs, unabhängig von anderen gleichzeitig wirkenden Verkehrslasten. Die Interpretation der Versuchsergebnisse ist wegen einer Reihe von Einschränkungen fraglich (siehe auch Bild 4):

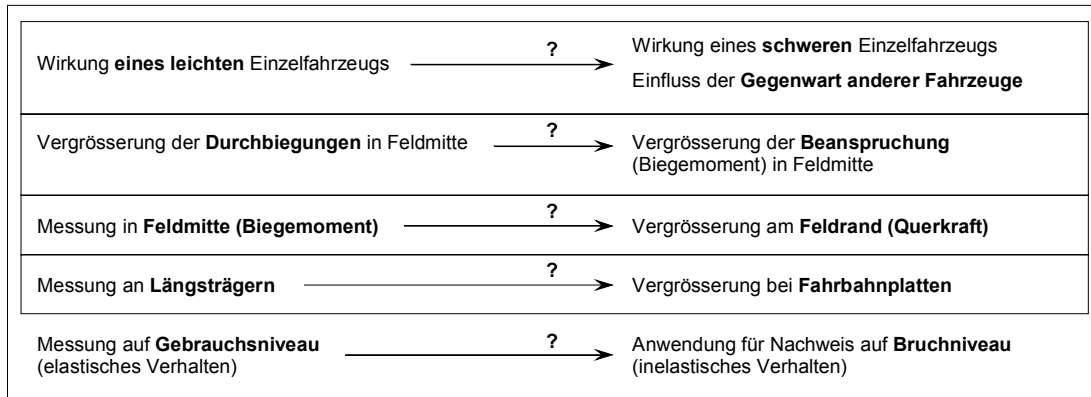


Bild 4: Grundsätzliche Aspekte bei der Anwendung von gemessenen Vergrößerungsfaktoren auf den Tragsicherheitsnachweis von Strassenbrücken

- Die Versuche wurden ausschliesslich im Gebrauchszustand durchgeführt. Es sind keine Versuche bekannt, bei denen Wirkungen auch nur in der Nähe des Bruchzustands untersucht wurden.
- Die Versuche befassen sich fast ausschliesslich mit der Wirkung eines relativ leichten Einzelfahrzeugs. Zumindest für Längsträger ist jedoch die gleichzeitige Wirkung mehrerer Fahrzeuge massgeblich, entsprechend dem massgeblichen Lastfall für die Berechnung der Schnittkräfte.
- In den Versuchen wurde fast ausschliesslich das Verhalten der Längsträger untersucht. Sekundäre Tragelemente wie die Fahrbahnplatte wurden nur in ganz wenigen Fällen berücksichtigt.
- Die Bestimmung der Vergrößerungsfaktoren erfolgte zumeist (in der Schweiz immer) auf der Basis von Durchbiegungsmessungen in Feldmitte. Es liegen keine experimentellen Erkenntnisse zum geeigneten Vergrößerungsfaktor für den Nachweis der Querkraft vor.

Wenig beachtet wird darüber hinaus, dass in traditionellen Versuchen nur das Szenario der dynamischen Vergrößerung durch normale Fahrbahnebenheiten untersucht wird: Ein Einzelfahrzeug fährt mit konstanter Geschwindigkeit entlang einer geraden Bahn über die Brücke. Als einziger Parameter wird die Geschwindigkeit des Versuchsfahrzeugs variiert. Man versucht, durch das Anbringen künstlicher Hindernisse auch die stossförmige Anregung durch starke lokale Unebenheiten zu erfassen. Bei der konkreten Festlegung des Vergrößerungsfaktors werden die Resultate jedoch nicht berücksichtigt.

Im Allgemeinen gibt es jedoch eine ganze Reihe von Szenarien, die zu einer Vergrößerung der Radkräfte bzw. einer Vergrößerung der Beanspruchung führen, wie Kurvenfahrt, Bremsmanöver, Wind oder ein ungenügende Lastausgleichsvorrichtungen bei Achsgruppen. Gewisse Szenarien scheinen auf den ersten Blick irrelevant zu sein und daher ohne weiteres vernachlässigbar. Es darf jedoch nicht vergessen werden, dass sich mehrere Szenarien überlagern können, was die Erstellung konkreter Gefährdungsbilder erfordert. Es ist sehr wichtig, bezüglich aller möglichen Szenarien Klarheit zu verschaffen, um deren Einfluss zumindest ungefähr abschätzen zu können. Ein hoher Vergrößerungsfaktor kann ansonsten mit der Unsicherheit bezüglich dessen Bedeutung gerechtfertigt werden.

## 1.4 Zielsetzung

Das übergeordnete Ziel dieser Arbeit ist, herauszufinden, wie stark die massgeblichen Beanspruchungen infolge statischer Verkehrslasten vergrössert werden müssen, um dynamischen Phänomenen geeignet Rechnung zu tragen. Die Vergrösserung soll möglichst als Anteil des statischen Referenzwertes angegeben werden, um die Anwendung zu erleichtern, das heisst in Form von Vergrösserungsfaktoren. Da die Untersuchungen ergaben, dass nicht nur dynamische Phänomene eine Vergrösserung rechtfertigen, wird in der Folge generell von Vergrösserungsfaktoren gesprochen, und die Qualifikation „dynamisch“ weggelassen.

Von zentraler Bedeutung ist in der Folge die Konzentration auf die für die Tragsicherheit massgeblichen Beanspruchungen, das heisst

- die Schnittkräfte auf Bruchniveau, und
- die Spannungen unter Ermüdungslast.

Es geht **nicht** um die Bestimmung jener Vergrösserung, welche im Maximum bei der Belastung durch **ein** Fahrzeug zu erwarten ist, sondern wie weit Vergrösserungen – im speziellen dynamischer Natur – bei **jenen Situationen** zu erwarten sind, welche **effektiv für die Tragsicherheit von Belang** sind. Darüber hinaus soll ein vertieftes Verständnis der dynamischen Beanspruchung von Brücken durch Fahrzeuge vermittelt werden.

## 1.5 Praktische Relevanz

Die praktische Bedeutung des Vergrösserungsfaktors ergibt sich aus dessen Einfluss auf die Bemessung einer Brücke. Am stärksten wirkt er sich auf die Dicke der Fahrbahnplatte aus, für welche die Belastung durch ein bis zwei Fahrzeuge massgeblich ist, und für die der Anteil der Verkehrslast an der Gesamtbeanspruchung am grössten ist. Die Dicke der Fahrbahnplatte hat wiederum einen bedeutenden Einfluss auf das Eigengewicht des Überbaus und somit die Bemessung von Trägern, Stützen und Fundamente. Wenn eine Überprüfung eine ungenügende Tragsicherheit der Fahrbahnplatte ergibt, genügt es daher oft nicht, nur diese zu verstärken.

Bereits in der ersten Schweizer Lastnorm von 1892 fand sich ein Vergrösserungsfaktor, mittels dessen die angegebenen Kennwerte der Verkehrslasten zu vergrössern waren. In der Norm von 1956, nach der mit Abstand die meisten Schweizer Brücken bemessen wurden, betrug der „Stosszuschlag“ je nach Spannweite ca. 10 bis 30%. Umfangreiche Messkampagnen liessen diese Werte als wesentlich zu tief erscheinen, und die Norm von 1989 legte schliesslich einen Zuschlag von 80% fest, der jedoch nur auf einen Teil der Verkehrslastmodelle anzuwenden war.

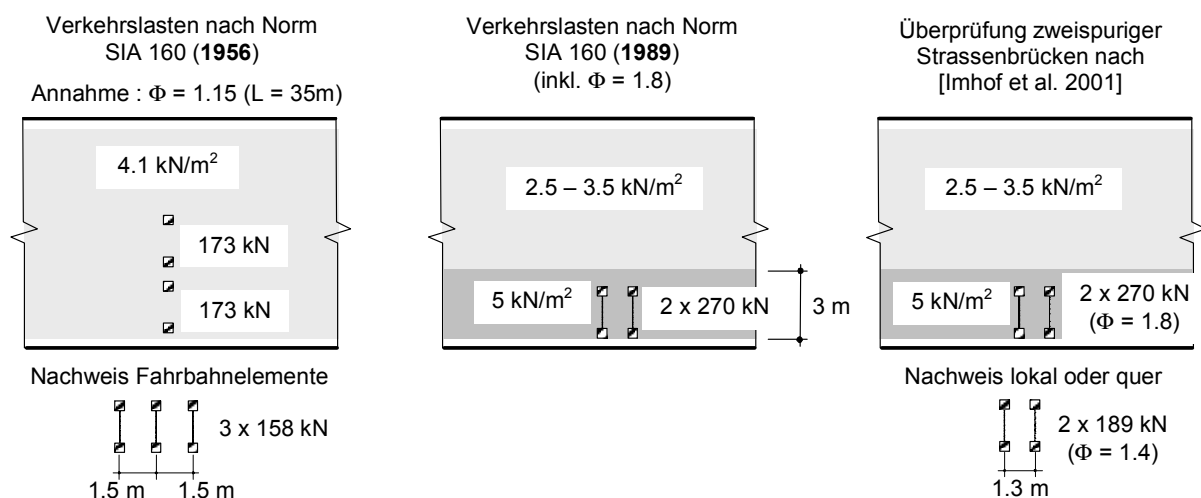


Bild 5: Vergleich der Verkehrslastmodelle für zweispurige Autobahnbrücken nach jeweils gültigen Normen / Empfehlungen

Bild 5 zeigt einen groben Vergleich der Verkehrslastmodelle nach den jeweils gültigen Normen und Empfehlungen in der Schweiz. Die Normengeneration von 1956 basierte auf dem Nachweis zulässiger Spannungen, wobei ein ‚globaler‘ Sicherheitsfaktor durch die Reduktion der Materialfestigkeiten berücksichtigt wurde. Dementsprechend werden keine Lastfaktoren bei den neueren Normen und Empfehlungen eingerechnet. Einbezogen wird jedoch der „dynamische Beiwert“ bzw. „Stosszuschlag“ nach älterer Nomenklatur.

Der wesentliche Unterschied zwischen den neueren und den älteren Verkehrslastmodellen liegt offensichtlich in den Werten des Lastmodells für konzentrierte Einzellasten. Speziell für die Elemente der Fahrbahn wie die Fahrbahnplatte aber auch für kurze Längsträger ergeben sich deutlich höhere Beanspruchungen. Der Vergleich bezieht sich auf zweispurige Autobahnbrücken mit kurzer bis mittlerer Spannweite. Im Fall von zweispurigen Brücken mit Gegenverkehr können die verteilten Verkehrslasten bei einer Überprüfung je nach Querverteilung und Spannweite deutlich reduziert werden [Imhof et al. 2001]. Beim Modell zur Berücksichtigung schwerer Einzellasten wird jedoch keine Verringerung empfohlen.

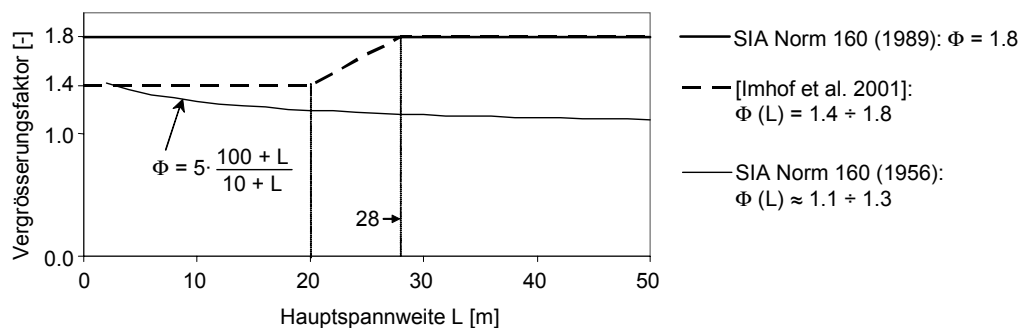


Bild 6: Vergleich der nach den jeweiligen Normen / Empfehlungen zu berücksichtigenden Vergrößerungsfaktoren für die Verkehrslasten

Bei genauerer Betrachtung zeigt sich, dass die Unterschiede in Bild 5 zu einem grossen Teil auf den Vergrößerungsfaktor zurückzuführen sind. Während nach der Norm von 1956 Stosszuschläge in der Grössenordnung von 10 bis 30% einzurechnen waren, empfiehlt der Bericht [Imhof et al. 2001] dynamische Beiwerte zwischen 1.4 und 1.8 (Bild 6). Ein Vergleich des Vergrößerungsfaktors gemäss SIA Norm 160 (1956) mit den gemessenen Werten gemäss Bild 3 links zeigt einen deutlichen Widerspruch: Gemäss Norm verringert sich der Faktor mit zunehmender Länge und damit mit abnehmender Grundfrequenz, während die Messwerte genau das umgekehrte zeigen. In der Problemstellung wurde bereits angedeutet, dass dies mehr auf eine fragliche Konzeption und Interpretation der Versuche als auf einen Fehler der Norm zurückzuführen ist. Der durchgehend hohe Vergrößerungsfaktor der Norm SIA 160 (1989) auf dem Lastmodell für konzentrierte Belastung kann als kohärent mit den Versuchen mit künstlichem Hindernis (Bild 3 rechts) betrachtet werden.

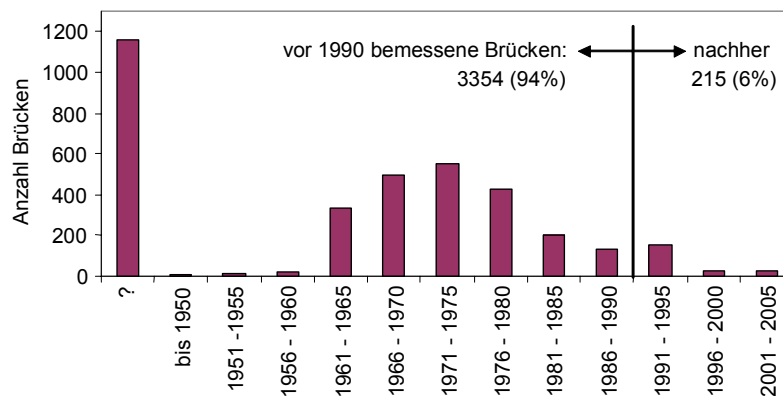


Bild 7: Häufigkeitsdichte des Baujahrs der in der Schweiz im Jahr 2000 in der Kunstbautendatenbank KUBA-DB erfassten Brücken

Speziell im Hinblick auf den Übergang vom 28 to zum 40 to Höchstgewicht für Schwerfahrzeuge kommt es in der Schweiz zu systematischen Überprüfungen der Strassenbrücken. Angesichts des Vergleichs der Norm-Verkehrslasten in Bild 5 erstaunt es nicht, dass dabei die Sicherheitsnachweise nach den gültigen Last- und Bemessungsnormen oft nicht erbracht werden können. Die jeweiligen Brücken weisen jedoch, abgesehen von chronischen Mängeln bei der Entwässerung sowie bei den Verschleissteilen (Fahrbahnübergänge, Belag und Fahrbahnabdichtung), zumeist einen guten Zustand auf. Wie in Bild 7 gezeigt, wird das Problem dadurch verschärft, dass mit Abstand die Mehrzahl der Brücken vor 1990 bemessen wurde.

## 1.6 Sicherheitsgrundsätze

### 1.6.1 Vorbemerkung

**Die Festlegung eines geeigneten Vergrößerungsfaktors ist grundsätzlich ein Sicherheitsproblem:** Wie hoch muss dieser Faktor sein, um das Risiko infolge eines Tragwerksversagens auf ein akzeptables Mass zu beschränken? Diese Fragestellung geht weit über den Bereich der Baudynamik hinaus und erfordert gewisse Überlegungen zum akzeptierbaren Risiko, auf welche in der Folge eingegangen wird.

Bauingenieure bemessen ihre Tragwerke gerade im Bereich der Strasseninfrastruktur für lange Nutzungsdauern, die typischerweise mehrere Generationen überspannen. So können auch 2000 Jahre später noch Brücken der Römer verwendet werden. Um die Sicherheit und Dauerhaftigkeit eines Tragwerks zu gewährleisten, verlassen sich Bauingenieure auf passive Massnahmen. Das heisst, es wird ein möglichst hoher Tragwerkswiderstand vorgesehen, der praktisch alle denkbaren Einwirkungen aufzunehmen vermag. Dies ist eine hochgradig verantwortungsvolle Einstellung, denn angesichts der langen Nutzungsdauer von Bauwerken ist auf aktive Massnahmen (Nutzungsbeschränkungen, Unterhalt) kein Verlass. Auch im Sinne eines effizienten Einsatzes von Rohstoffen ist das Ziel einer langen Nutzungsdauer gerechtfertigt.

Der verhältnismässig hohe Tragwerkswiderstand ist vermutlich der wichtigste Grund dafür, dass in der Schweiz kein einziger Fall bekannt ist, in welchem eine moderne Strassenbrücke unter Verkehrslast versagt hat. Das letzte grosse Unglück in Europa geschah im Jahr 2001 in Portugal: Der Einsturz einer Brücke über den Douro nahe Porto kostete 80 Menschen das Leben (Bild 8). Es handelte sich um eine grosse Stahlbrücke, welche 1886 für die Nutzung durch Eselskarren gebaut wurde, und ohne wesentliche Modifikationen 2001 den Strassenverkehr einer Nationalstrasse trug (ca. 1800 Fahrzeuge pro Tag).



Bild 8: Der Einsturz einer 116 Jahre alten Douro-Brücke nahe Porto in Portugal kostete 80 Menschenleben; Grund: Unterschätzung der Gefahr durch Unterspülung

Der Einsturz ist jedoch nicht, wie man angesichts dieser Umstände vermuten würde, auf Ermüdung oder Überlastung infolge der Verkehrslasten zurückzuführen. Bild 8 links zeigt vielmehr deutlich,

dass ein Pfeiler in den reissenden Fluten des Douro verschwand, wobei sich unglücklicherweise gerade ein vollbesetzter Reisebus auf der Brücke befand. Der Fluss hatte seit Tagen starkes Hochwasser geführt und den Pfeiler unterspült. Der Grund für die Unterspülung war wiederum nicht die Folge einer ungenügenden Bemessung des Fundaments, sondern die Vertiefung des Flussbetts. Im Laufe des 116-jährigen Bestehens der Brücke waren flussaufwärts Dämme erreicht worden, wodurch sich der Feststofftransport stark reduzierte, und schliesslich war im Flussbett in den letzten Jahren unkontrolliert Sand gefördert worden. Aber sogar diese Gefahr hatten die verantwortlichen Ingenieure erkannt und durch Taucher abklären lassen. Die sich abzeichnende Katastrophe wurde jedoch an übergeordneter Stelle nicht genügend ernst genommen und die Brücke vorrangig wegen Geldmangel weder ersetzt noch bei Hochwasser gesperrt.

Die lange Nutzungsdauer dieser Brücke ist eindrucksvoll und stellt den Brückenbauern ein hervorragendes Zeugnis aus. Gleichzeitig führt dieses Beispiel die Bedeutung finanzieller Aspekte bei der Erhaltung (inkl. Erneuerung) der Infrastruktur drastisch vor Augen: Entscheidend ist schliesslich, für welche Brücke finanzielle Mittel bereitgestellt werden. Die präzise Ermittlung der Sicherheit eines Tragwerks ist von grosser Bedeutung, um die vorhandenen Mittel für jene Bauwerke einzusetzen, bei denen Massnahmen tatsächlich am dringlichsten sind.

Der geschilderte Fall soll zudem verdeutlichen, dass es zur Gewährleistung der Sicherheit nicht unbedingt sinnvoll ist, bezüglich gewisser Einwirkungen sehr konservative Annahmen zu treffen, speziell wenn dadurch manche Tragwerksteile im Vergleich zu anderen überdimensioniert werden. Gewissen Gefahren lässt sich viel wirkungsvoller durch aktive Massnahmen begegnen. Schliesslich werden heute alle Brücken mehr oder weniger intensiv überwacht, was durchaus auch in Rechnung gestellt werden kann.

Das Ziel bei der Festlegung von Vergrösserungsfaktoren ist daher ein bewusster Umgang mit den einzelnen Unsicherheiten bei der Ermittlung der Tragsicherheit einer Brücke sowie mit dem entsprechenden Risiko.

### **1.6.2 Grundsätze zum Nachweiskonzept**

Das im Abschnitt „Anwendung“ empfohlene Nachweiskonzept stützt sich auf die den heutigen Normen zu Grunde liegenden Sicherheitsgrundsätze. Die Gefahr eines Tragwerksversagens soll durch die Bemessung bzw. durch die Sicherheitsnachweise auf ein sehr geringes Restrisiko gesenkt werden. Hierfür werden die verschiedenen Risikofaktoren erfasst und so weit wie möglich quantifiziert. Aufgrund der Unschärfe der meisten Grössen muss dabei auf Methoden der Wahrscheinlichkeitsrechnung zurückgegriffen werden.

Im Hinblick auf den Sicherheitsnachweis werden grundsätzlich drei Arten von Unsicherheiten unterschieden:

- die Unsicherheit bezüglich der Grösse der Einwirkungen
- die Unsicherheit bezüglich der Grösse der Baustofffestigkeiten
- die Genauigkeit der Rechenmodelle zur Ermittlung der Schnittkräfte und Querschnittswiderstände.

Um diesen Unsicherheiten Rechnung zu tragen, werden sie im Tragsicherheitsnachweis durch sogenannte Partialsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Diese erlauben es, zwecks Vereinfachung einen deterministischen Nachweis durchzuführen, obwohl die Unsicherheiten grundsätzlich stochastischer Natur sind.

Während es bei der Bemessung neuer Tragwerke zulässig erscheinen mag, der Einfachheit halber alle Partialsicherheitsfaktoren „in einen Topf zu schmeissen“, um Bauwerken pauschal einen gewissen Sicherheitsabstand zu geben, ist dies bei der Überprüfung bestehender Bauwerke nicht zweckmässig. Ziel einer Überprüfung ist in der Regel nicht, festzustellen, ob das Tragwerk den neuesten Normen genügt, sondern ob es angesichts seines Zustands sowie der vernünftigerweise zu erwartenden Einwirkungen als genügend sicher betrachtet werden kann, um Eingriffe zu vermeiden. Im Gegensatz zu neu zu erstellenden Bauten kann man sich dabei auf genauere Informa-

tionen zu den Dimensionen, Materialfestigkeiten, ständigen und veränderlichen Einwirkungen stützen.

Die probabilistische Methode erlaubt im Gegensatz zur deterministischen Methode eine verfeinerte Betrachtung der Tragsicherheit, indem zusätzliche Informationen im Sicherheitsnachweis berücksichtigt werden. Bild 9 zeigt ein Beispiel der probabilistischen Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand. Die Parameter wurden gewählt, um einen wirklichkeitsnahen Fall abzubilden, bei dem das Sicherheitsmass  $\beta = 3.5$  beträgt. Dies wird im Bauingenieurwesen als gerade noch akzeptable Versagenswahrscheinlichkeit angesehen. Die Darstellung der „Sicherheitsmarge“  $M = R - S$  im Bild rechts verdeutlicht, dass dies ein sehr kleiner Wert ist:  $P_f = \Phi^{-1}(\beta = 3.5) = 0.00023$ .

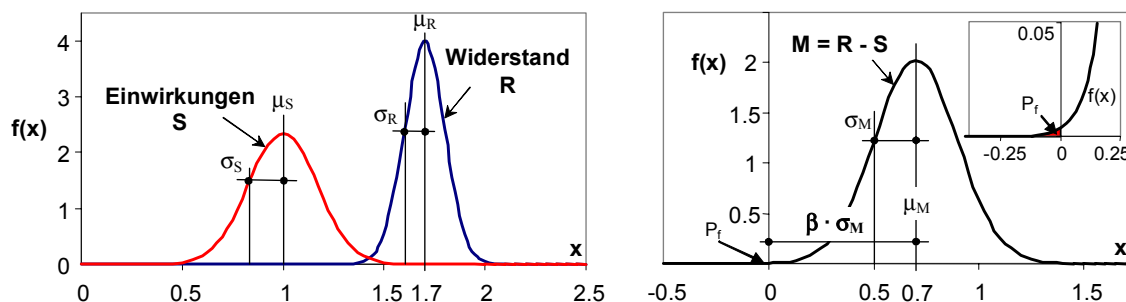


Bild 9: Probabilistische Betrachtung des Sicherheitsnachweises anhand eines Beispiels mit  $\beta = 3.5$  ( $P_f = 2 \cdot 10^{-4}$ ); links: Einwirkungen und Widerstand, rechts: „Sicherheitsmarge“  $M = R - S$

Im Hinblick auf die Trennung der Last- und Widerstands-seitigen Unsicherheiten bei der Erstellung der Norm SIA 160 (1989) wurde versucht, alle Einwirkungs-Kennwerte aufgrund einheitlicher, probabilistischer Analysen festzulegen [Schneider et al. 1982]. Als Referenzwert wurde dabei das Sicherheitsmass  $\beta = 4$  gesetzt. Dieses entspricht der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f = \Phi^{-1}(\beta = 4) = 0.000032$ , welche bereits mehr als sieben mal kleiner als  $P_f(\beta = 3.5)$  ist. Interpretiert man  $P_f$  als Versagenswahrscheinlichkeit pro Jahr, so ergibt sich für  $\beta = 4$  eine Wiederkehrperiode von ca. 31'500 Jahren. Diese Interpretation ist jedoch irreführend, da weder die Kennwerte der Einwirkungs- noch der Widerstandsseite einen direkten Bezug zur einer zeitlichen Grösse haben. Im speziellen kann die Wiederkehrperiode extremer Verkehrslasten erst dann bestimmt werden, wenn die Verkehrsdichte (z.B. durchschnittlicher Tagsverkehr) des jeweiligen Strassenabschnitts bekannt ist und vorausgesetzt werden kann, dass die Achs- und Gesamtlastverteilungen den Messungen entsprechen, die den Kennwerten der Verkehrslastmodelle zu Grunde liegen.

Die Festlegung der Kennwerte für die Verkehrslastmodelle beruhte im Wesentlichen auf Arbeiten von J. Jacquemoud und R. Bez [Bez 1989]. In seiner Doktorarbeit ermittelte R. Bez für bestehende Strassenbrücken ein Sicherheitsmass  $\beta = 9.5$ , wobei er möglicherweise gewisse Unsicherheiten nicht berücksichtigte oder unterschätzte. Im Bereich der Sicherheit von Kernkraftwerken, wo die Sicherheitsanalyse am weitesten entwickelt ist, wird als Grenze der Rechengenauigkeit bzw. der technisch erzielbaren Sicherheit eine Versagenswahrscheinlichkeit von ca.  $10^{-8}$  angesehen, was  $\beta = 5.5$  entspricht [Schmocker 1997]. Als Zielwert für die totale Kernschadenshäufigkeit wird  $10^{-5}$ /Jahr festgelegt (Mittelwert), was einer Wiederkehrperiode von 100'000 Jahren und einem  $\beta = 4.2$  entspricht. Extrem geringe Versagenswahrscheinlichkeiten beruhen dabei auf einem hohen Grad an Redundanz, sehr zuverlässigen Komponenten und äusserst umfangreichen Statistiken.

Auch wenn R. Bez das Sicherheitsmass von Strassenbrücken etwas überschätzte, bestätigt die praktische Erfahrung die extrem hohe Sicherheit von Strassenbrücken. Wenn die Tragsicherheit gemäss Bemessungsnorm nachgewiesen werden kann, ist ein Versagen extrem unwahrscheinlich. Da bei bestehenden Bauwerken ein guter Teil der Unsicherheiten ausgeschlossen werden kann, ist eine Aktualisierung der Widerstands- und Lastkennwerte sowie der Partialsicherheitsfaktoren sinnvoll und angezeigt.

Bei der Erarbeitung einer geeigneten Erhaltungsstrategie zeigt es sich jedoch, dass eine reine Fokussierung auf die Versagenswahrscheinlichkeit ungenügend ist, sobald mehrere Bauwerke in die

Betrachtung einbezogen werden. Es erweist sich als zweckmässig, als Ziel der Erhaltung die Gewährleistung eines von der Gesellschaft akzeptierten **Restrisikos** anzustreben. Das heisst, es werden auch die möglichen Folgen eines Tragwerksversagens in die Betrachtung einbezogen. Je stärker eine Brücke frequentiert wird, desto sicherer sollte sie sein. Ein wichtiger Unterschied besteht daher auch zwischen dem fatalen Versagen des gesamten Tragwerks und dem isolierten Versagen eines Tragwerksteils.

In [Bailey et al. 2002] wird dargelegt, wie das wahrscheinliche Risiko infolge eines Tragwerksversagens aufgrund von Versagensszenarien ermittelt werden kann. Ein Vergleich mit anderen Risiken der heutigen Gesellschaft zeigt, was als akzeptierbar erachtet werden kann. Damit ergibt sich für jedes im Tragsicherheitsnachweis berücksichtigte Gefährdungsbild ein akzeptiertes Sicherheitsniveau in Funktion der möglichen Schadensgrösse sowie der wirtschaftlichen Bedeutung des Bauwerks.

Nicht zu vernachlässigen ist zudem das Risiko, dem Bauarbeiter bei Unterhaltsmassnahmen unter Aufrechterhaltung des Verkehrs ausgesetzt sind. Es liegt in der Verantwortung des Ingenieurs zu entscheiden, ob eine ungenügende Tragsicherheit und durch Verkehrsbehinderungen zu erwartende „Benutzerkosten“ dieses Risiko gerechtfertigen.

Bauliche Massnahmen stellen durchaus nicht die einzige Möglichkeit dar, um einer ungenügenden rechnerischen Tragsicherheit zu begegnen. Durch eine gezielte Überwachung lässt sich das Restrisiko oft gleichermassen beschränken. Voraussetzung dafür ist, dass das Tragwerk ein duktilen Bruchverhalten aufweist, sodass sich eine Verringerung der Tragsicherheit an übermässigen Durchbiegungen oder Rissen frühzeitig ablesen lässt, sowie dass diese Zeichen bei Sichtkontrollen feststellbar sind.

Sofern die Überwachung nicht an anderer Stelle in der Tragwerksanalyse berücksichtigt wird, kann dies explizit bei der Festlegung des Vergrößerungsfaktors geschehen. Bei einem verhältnismässig gutmütigen Bruchverhalten, bei dem mit hoher Wahrscheinlichkeit eine ungenügende Tragsicherheit frühzeitig entdeckt wird, kann ein tiefer Wert gewählt werden, speziell wenn dadurch sehr kostspielige Massnahmen vermieden werden. Ist von einem unangekündigten Spröbruch und einer starken Gefährdung von Menschenleben auszugehen, sollte entsprechend ein höherer Wert gewählt werden.

Nicht sinnvoll ist es, mit einem hohen Vergrößerungsfaktor gewisse Unsicherheiten wie Bewehrungskorrosion oder Bemessungsungenauigkeiten abdecken zu wollen, welche nicht mit der Vergrößerung von Verkehrslasten in Zusammenhang stehen. Bei einem bestehenden Tragwerk können derartige, im Sicherheitsnachweis zu berücksichtigende Unsicherheiten relativ genau erfasst werden und dementsprechend transparent in die Tragwerksanalyse einbezogen werden. Eine genaue Trennung der Problemkreise erlaubt vor allem, die jeweils effizienteste Massnahme zu wählen, welche nicht unbedingt in einer baulichen Verstärkung bestehen muss.

Aus den dargelegten Überlegungen ergibt sich folgende, diesem Bericht zu Grunde gelegte Sicherheitsphilosophie:

- Da es sich beim Bruchzustand um ein extrem seltenes Ereignis handelt, sind beim Nachweis der Tragfähigkeit die Tragwiderstände vollständig auszuschöpfen.
- Insbesondere wenn sich im Tragfähigkeitsnachweis geringe oder keine Sicherheitsreserven ergeben, muss dieser durch einen sorgfältigen Nachweis auf Gebrauchsniveau (Ermüdungssicherheit) ergänzt werden.
- Eine geringfügig ungenügende Tragsicherheit kann im Falle einer geeigneten Überwachung akzeptiert werden.
- Neben der reinen Versagenswahrscheinlichkeit sind auch die möglichen Folgen der betreffenden Versagensart zu berücksichtigen, um zu einer ausgewogenen Entscheidung zu gelangen (risiko-orientierte Überprüfung).



- Ein gewisses Restrisiko bleibt immer bestehen und muss akzeptiert werden. Es ist auf einen Wert zu beschränken, der in einem vernünftigen Verhältnis zu den übrigen Risiken der modernen Industriegesellschaft steht (Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus).

## 1.7 Zum Aufbau dieses Dokuments

Das vorliegende Dokument ist gegliedert in eine Einleitung, Grundlagen, einen Hauptteil und die Anwendung sowie eine Zusammenfassung bzw. Folgerungen (Bild 10). Den Kern bilden die Abschnitte des Hauptteils. Diese enthalten die wichtigsten Erkenntnisse, auf welche sich das in der Anwendung präsentierte Nachweiskonzept stützt.

Die wissenschaftlichen Grundlagen für die im Hauptteil verwendeten Modelle finden sich in den Grundlagenkapiteln. Diese wurden in den Anhang verschoben, um die Leserlichkeit des Dokuments zu verbessern und die Aufmerksamkeit nicht vom Hauptteil abzulenken.

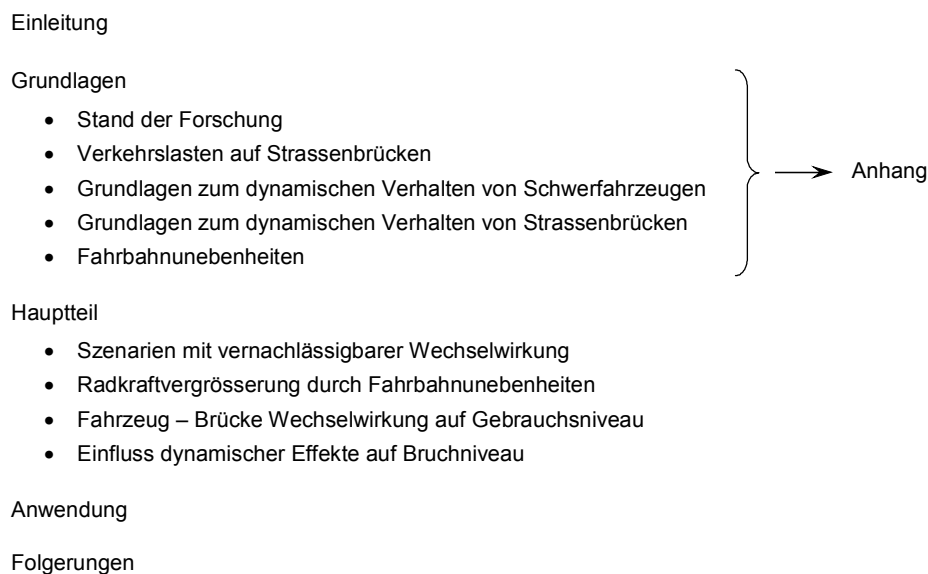


Bild 10: Gliederung des vorliegenden Dokumentes

Im Abschnitt „Folgerungen“ findet sich eine etwas ausführlichere Zusammenfassung als ganz am Anfang des Dokuments, in welcher nicht nur die unmittelbar für die Anwendung relevanten Erkenntnisse zusammengestellt sind. Die wichtigsten Erkenntnisse werden in Form von Thesen formuliert, und offene Fragestellungen für eine weitergehende, vertiefte Forschung festgehalten.

## 2 Szenarien mit vernachlässigbarer Wechselwirkung

### 2.1 Übersicht

In der Einleitung wurde erwähnt, dass zahlreiche Szenarien zu Beanspruchungen in einer Brücke führen können, welche die Wirkung der nominellen Verkehrslasten übersteigen. Unter nominellen Verkehrslasten werden dabei jene Werte verstanden, welche man durch Wiegen der Achslasten stehender Fahrzeuge auf ebenem Untergrund bei Windstille erhält. Nicht immer sind bei der Vergrößerung der nominellen Verkehrslasten dynamische Effekte beteiligt, weshalb die betreffenden Szenarien im Zusammenhang mit der Festlegung dynamischer Lastfaktoren zumeist unberücksichtigt bleiben.

Die grösste Bedeutung kommt sicherlich der Vergrößerung infolge von Fahrbahnunebenheiten zu. Dieser Fall wird daher im Abschnitt „Radkraftvergrößerung infolge von Fahrbahnunebenheiten“ getrennt behandelt. Die genauere Untersuchung zeigt, dass daneben auch Szenarien, welche für sich alleine betrachtet unbedeutend erscheinen, bei kombiniertem Auftreten mit anderen Szenarien an Bedeutung erlangen. Im Sinne einer ingenieurmässigen Vorgehensweise werden daher alle möglichen Szenarien sowie mögliche Kombinationen behandelt, um deren Einfluss und Eintretenswahrscheinlichkeit zumindest grob abzuschätzen. Die Szenarien können gegliedert werden in:

- Wind, im speziellen Seitenwind und Fahrtwind
- Fahrbahngefälle, quer wie längs
- Kurvenfahrt (Wirkung der Zentripetalbeschleunigung)
- Bremsmanöver (Wirkung der Bremsverzögerung)
- Starke Beschleunigung (Wirkung der Antriebsbeschleunigung)
- Ungenügende Lastausgleichsvorrichtungen bei Achsgruppen
- Ungleichmässige Beladung
- Ungleichförmigkeiten der Räder
- Schwingungen infolge von Fahrbahnunebenheiten
- Unfall mit Schwerfahrzeug
- Erdbeben

In diesem Abschnitt wird ausschliesslich das Fahrzeug betrachtet; eine Wechselwirkung der Systeme ‚Fahrzeug‘ und ‚Brücke‘ wird ausgeschlossen. Bei gewissen Szenarien hat das Vorhandensein einer Brücke ohnehin keinen Einfluss, wie bei den Szenarien ‚Fahrbahngefälle‘ oder ‚ungenügender Lastausgleich‘. Bei anderen Szenarien hängt dies von der Position des Fahrzeugs auf der Brücke sowie von deren dynamischen Verhalten ab. Bild 11 zeigt Beispiele von Positionen, bei der das jeweilige Tragelement aufgrund von dessen Steifigkeit keinen nennenswerten Einfluss auf die Vergrößerung der Radkräfte hat. Sowohl im Fall eines Längsträgers in der Nähe eines Auflagers als auch im Fall der Fahrbahnplatte in der Nähe des Stegs sind die Durchbiegungen derart gering, dass sie keine „Abfederung“ der dynamischen Radkräfte bewirken können. Andererseits sind die Eigenfrequenzen derart hoch, dass es zu keiner namhaften Abregung infolge der dynamischen Radkräfte kommt.

Grundsätzlich ist es jedoch denkbar, dass es im Verlauf der Szenarien ‚Bremsverzögerung‘, ‚Ungleichförmigkeiten der Räder‘ oder ‚Schwingungen infolge von Fahrbahnunebenheiten‘ zu Wechselwirkung und zu einer Anregung von Brückenschwingungen kommt. Dies kann einerseits dazu führen, dass die dynamischen Radkräfte grösser sind als auf festem Untergrund, andererseits dass die Beanspruchung der Brücke durch deren Schwingungen zunimmt. Auf die Relevanz dieser Phänomene wird detailliert im nächsten Abschnitt eingegangen. Hier wird das Ergebnis vorweggenommen, dass im Zusammenhang mit dem Nachweis der lokalen Beanspruchung mit keiner namhaften Wechselwirkung gerechnet werden muss.



Bild 11: Fahrzeugpositionen mit vernachlässigbarer dynamischer Wechselwirkung

## 2.2 Radlastvergrößerung infolge von Wind

Spätestens seit dem katastrophalen Einsturz der ersten Eisenbahnbrücke über den Fluss Tay im Jahr 1879 infolge kombinierter Verkehrs- und Windbeanspruchung wird Wind beim Tragsicherheitsnachweis von Brücken berücksichtigt. Üblicherweise wird der Lastfall Wind jedoch nur im Falle von grossen Hänge- oder Schrägseilbrücken massgebend in Formgebung und Bemessung. Kaum beachtet wird, dass Wind in gewissen Fällen zu deutlichen lokalen Vergrößerungen der Beanspruchung führen kann, wobei Lastwagen eine Multiplikatorwirkung entfalten.

In Bild 12 werden die möglichen Fälle dargestellt, die sich aus der Kombination von Wind und Verkehr ergeben. Zu beachten ist, dass die Beanspruchung bei Seiten-, Gegen- oder Fallwind unabhängig von der Geschwindigkeit des Fahrzeugs ist, das heisst die Effekte treten auch bei Stillstand eines Lastwagens auf. Sowohl bei Fahrt- / Gegenwind als auch bei Seitenwind kommt es nicht zu einer Vergrößerung des Gesamtgewichts, sondern zu einer Gewichtsverlagerung.

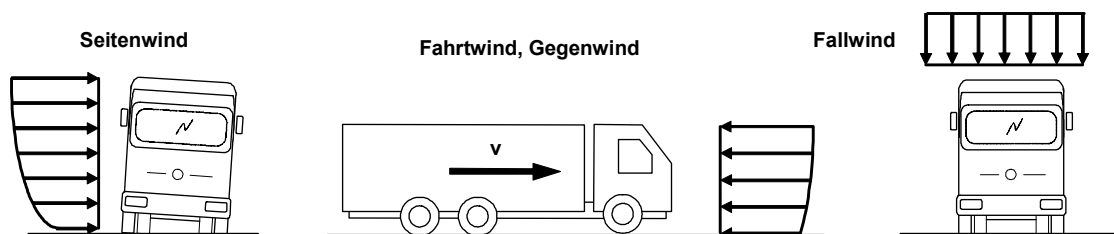


Bild 12: Radkraftvergrößerung infolge von Wind

Das Gefährdungsbild „Fallwind“ mag gesucht erscheinen, da der Fallwind auch ohne Lastwagen auf die Fahrbahn wirkt. Das Beispiel verdeutlicht jedoch am besten die Multiplikatorwirkung eines Lastwagens: Die auf die grosse Oberseite des Lastwagens wirkende Windkraft wird über die im Verhältnis dazu sehr kleine Aufstandsfläche der Räder auf die Fahrbahn übertragen. Allerdings fällt die Vergrößerung je weniger ins Gewicht desto schwerer der Lastwagen ist.

Als bedeutendstes Szenario kann, ohne zu rechnen, Seitenwind angesehen werden, da Lastwagen in der Regel höher als breit sind (Verhältnis ca. 4.5m zu 2.5m), und die Räder zudem asymmetrisch belastet werden. In Bild 13 wird dargestellt, wie die Radkraftvergrößerung infolge von Seitenwind einfach abgeschätzt werden kann. Es zeigt sich, dass der Zuschlag von wenigen Prozentpunkten bei kompakten, schweren Bautransportern bis zu ca. 15% bei leichten, grossflächigen Lastwagen reicht. Generell lässt sich sagen, dass sich der Vergrößerungseffekt umgekehrt proportional zum Gewicht verhält, und bei sehr schweren Fahrzeugen maximal die Grössenordnung von 5% erreicht.

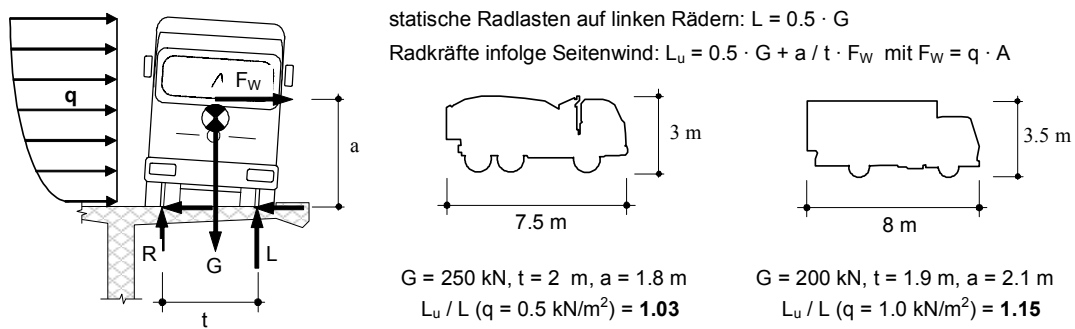


Bild 13: Radkräfte infolge von Seitenwind

Ein Beispiel, in dem die Radkraftvergrößerung infolge von Seitenwind relevant wird, ergibt sich durch die Anordnung eines Lastwagens am äussersten Seitenrand einer Kragplatte (siehe Bild 13 links). Auch wenn der Seitenwind das Gesamtgewicht nicht erhöht, wird durch die Gewichtsverlagerung das Biegemoment im Einspannquerschnitt deutlich grösser. Dass dies durchaus ein realistisches Szenario ist, verdeutlicht Bild 14, das einen mittlerweile in der Schweiz vertrauten Zustand darstellt.



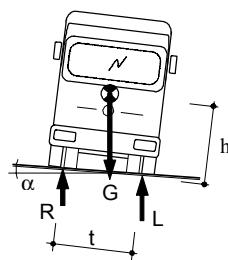
Bild 14: Lastwagenkolonne (Schlussbericht Task Force „Lastwagentransit A2“, OFROU, Juli 2001)

Mit den grössten Windkräften ist infolge von Fahrtwind zu rechnen. Je nach Länge bzw. Achsabstand der Fahrzeuge kommt es bei hoher Fahrgeschwindigkeit daher zu merklicher Gewichtsverlagerung auf die Hinterräder. Dieser Effekt wird jedoch nicht berücksichtigt, da er bereits beim Wiegen während der Fahrt erfasst wird.

### 2.3 Radlastvergrößerung infolge von Fahrbahngefälle

Fahrbahngefälle wird als Einflussfaktor für Radkraftvergrößerungen in der Regel vernachlässigt. Dies lässt sich durch die durchwegs geringen Neigungen auf modernen Hochleistungsstrassen begründen. Zu berücksichtigen ist dabei jedoch, dass es sich um einen Einfluss handelt, der unabhängig von der Fahrgeschwindigkeit wirkt und sich zu allen anderen Einflüssen addieren kann. Es lässt sich unterscheiden zwischen Längs- und Quergefälle, wobei durchaus auch Kombinationen auftreten können.

In Bild 15 ist die Wirkung von Quergefälle gezeigt. Es kommt zu einer Gewichtsverlagerung auf die tiefer gelegenen Räder, deren Grössenordnung sich leicht abschätzen lässt. Sie ist vom Fahrzeuggewicht unabhängig und beträgt bei einem Quergefälle von 5% ziemlich genau 10%. Der Zusammenhang mit dem Gefälle ist grundsätzlich nicht-linear, was sich im relevanten Bereich kleiner Winkel jedoch nicht auswirkt. Bei einer Verdoppelung des Gefälles erhöht sich daher auch die Radkraftvergrößerung aufs Doppelte.



statische Radlasten links  
 $L = 0.5 \cdot G$

Radlasten infolge Gewichtsverlagerung

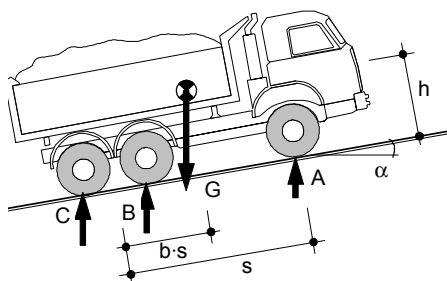
$$L_u = G \frac{0.5 \cdot t \cdot \cos(\alpha) + h \cdot \sin(\alpha)}{t \cdot \cos(\alpha)}$$

$h = 2 \text{ m}, t = 2 \text{ m}$

i	$L_u / L$
3%	<b>1.06</b>
5%	<b>1.10</b>
10%	<b>1.20</b>

Bild 15: Radkraftvergrößerung infolge von Quergefälle

Bild 16 zeigt die analogen Resultate für die Auswirkung von Längsgefälle. Aufgrund des grossen Abstands zwischen Vorder- und Hinterachsen ergeben sich deutlich geringere Vergrößerungsfaktoren. Für 5% beträgt dieser ca. 1.03, womit die Vergrößerung weniger als der Hälfte des Wertes für Quergefälle entspricht.



statische Radlasten auf Hinterräder  
 $B + C = (1-b) \cdot G$

Radlasten infolge Gewichtsverlagerung

$$(B + C)_u = G \frac{((1-b) \cdot s \cdot \cos(\alpha) + h \cdot \sin(\alpha))}{s \cdot \cos(\alpha)}$$

$h = 2 \text{ m}, s = 5 \text{ m}, b = 0.3$

i	$(B + C)_u / (B + C)$
3%	<b>1.02</b>
5%	<b>1.03</b>
10%	<b>1.06</b>

Bild 16: Radkraftvergrößerung infolge von Längsgefälle

## 2.4 Achskraftvergrößerung infolge von Horizontalbeschleunigung

Obwohl es sich bei der Radkraftvergrößerung infolge von Horizontalbeschleunigung effektiv um einen dynamischen Vorgang handelt, der zudem zu beträchtlichen Vergrößerungsfaktoren führen kann, werden entsprechende Szenarien kaum im Zusammenhang mit der dynamischen Belastung von Brücken behandelt. Wie Bild 17 zeigt, lassen sich drei Arten von Horizontalbeschleunigung unterscheiden: Antriebsbeschleunigung, Bremsverzögerung und Zentripetalbeschleunigung. Bei den ersten zwei Fällen handelt es sich offensichtlich um dieselbe Beschleunigung mit unterschiedlichem Vorzeichen.

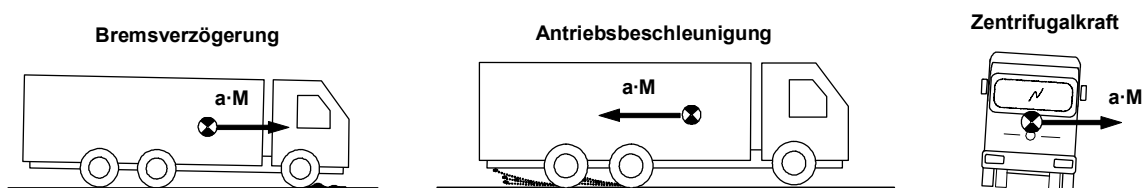


Bild 17: Radkraftvergrößerung infolge von Horizontalbeschleunigung

### 2.4.1 (Abruptes) Anfahren

Beim Anfahren kommt es analog zur Bremsung zu einer Horizontalbeschleunigung des Fahrzeugs in Fahrtrichtung. Die Antriebsbeschleunigung lässt sich auch als Drehmomentsreaktion der Antriebsachse betrachten. Das Moment ergibt sich daraus, dass der Angriffspunkt der Antriebsachse(n) nicht auf gleicher Höhe wie der Schwerpunkt des Fahrzeugs liegt, in welchem die Trägheitskraft angreift, wodurch die Hinterachse beim Beschleunigen niedergedrückt wird. Im Falle eines Gelenkfahrzeugs mit 400 kN Gesamtgewicht verlagern sich so bei einer Vollbeschleunigung etwa 17 kN von der Vorderachse auf die Hinterachse des Zugfahrzeugs, sodass sich die Achslast von 100

auf 117 kN erhöht [OECD 1992]. Bei hoher Geschwindigkeit beträgt die Verlagerung noch gegen 2 kN.

### 2.4.2 Bremsmanöver

Bei der Bremsverzögerung tritt genau das Gegenteil zur Antriebsbeschleunigung ein, nämlich eine Verlagerung des Fahrzeuggewichts von der Hinterachse zur Vorderachse. Es treten dabei wesentlich höhere Horizontalbeschleunigungen auf, die nur durch die Haftreibung der Räder begrenzt werden. Bei Vollbremsungen ist mit Verzögerungen bis zur Hälfte der Erdbeschleunigung zu rechnen, was allerdings einen seltenen Fall darstellt.

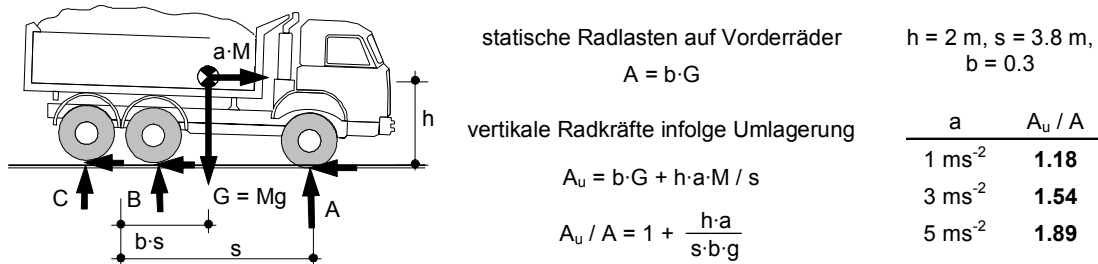


Bild 18: Achskraftvergrößerung infolge von Bremsmanövern

In Bild 18 ist gezeigt, mit welchen Vergrößerungsfaktoren im Fall von Bremsung zu rechnen ist. Man sieht, dass es keine Vollbremsung braucht, um die Achskraft der Vorderachse um 50% zu erhöhen. Man muss jedoch berücksichtigen, dass es sich bei dem dargestellten Beispiel um einen Extremfall eines kompakten Fahrzeugs mit hohem Schwerpunkt handelt. Im Übrigen ist die Vergrößerung unabhängig vom Fahrzeuggewicht sowie unabhängig von der Anfangsgeschwindigkeit. Diese muss grösser als Null sein, aber es genügen bereits 5 km/h, um während 0.5 s die Bremsverzögerung  $-3 \text{ ms}^{-2}$  aufzubringen. Beim Erreichen des Stillstands führt die in den Federungen gespeicherte Energie zu Rückfederungen, wodurch sich ein Teil der Vergrößerung auch bei den Hinterachsen bemerkbar macht.

### 2.4.3 Kurvenfahrt

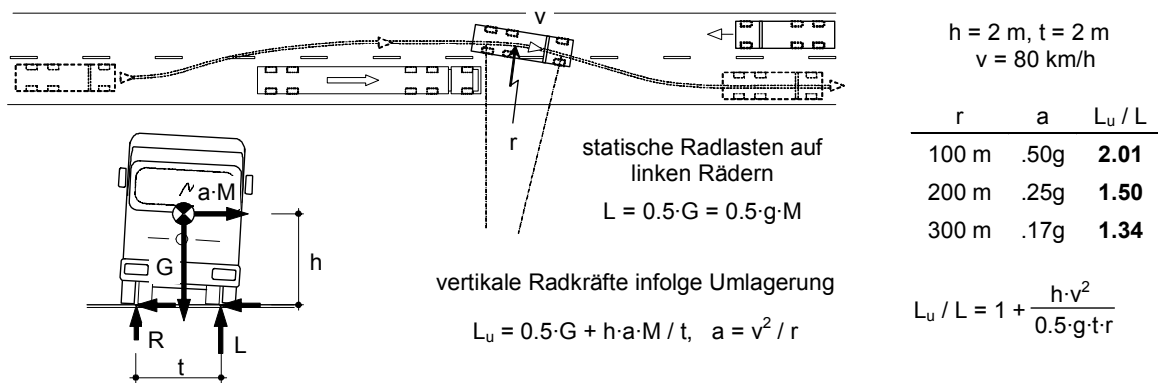


Bild 19: Radkraftvergrößerung infolge von Kurvenfahrt

Ein wesentliches Szenario im Zusammenhang mit bewegten Verkehrslasten ist auch die Kurvenfahrt, die je nach Fahrgeschwindigkeit und Kurvenradius zu sehr bedeutenden Fliehkräften führen kann. Selbst bei mässigen Geschwindigkeiten verlagert sich ein merkbarer Teil der Last auf die Räder an der Aussenseite der Kurve, da die Geschwindigkeit quadratisch in die Beziehung einfließt. Bild 19 zeigt als mögliches Szenario eine abrupte Kurvenfahrt bei einem riskanten Überholvorgang, aber auch andere Ausweichmanöver können zu hohen Zentripetalbeschleunigungen führen. Wie in dem Rechenbeispiel gezeigt wird, reicht bei einer Geschwindigkeit von 80 km/h bereits ein Kurvenradius von 100 m, um die äusseren Radkräfte aus doppelte zu steigern, was offensicht-

lich die maximale Gewichtsverlagerung darstellt. Gefährlich wird diese massive Radkraftvergrößerung zusätzlich durch den Umstand, dass die Kraft beim Kippen der Räder über eine wesentlich kleinere Aufstandsfläche auf die Fahrbahn übertragen wird.



Bild 20: (Übermässige) Wirkung der Fliehkraft (Safety Bulletin Vol. 6, No. 1, Triodyne Inc., USA)

Die Gefahr des Umkippens ist Fahrern von gewöhnlichen Personenwagen wenig vertraut, da bei Personenkraftwagen aufgrund deren niederen Schwerpunkts die Haftreibung der Reifen das massgebliche Kriterium für die maximale Zentripetalbeschleunigung ist. Im Gegensatz dazu haben Schwerfahrzeuge oft einen sehr hoch liegenden Schwerpunkt, was dazu führt, dass viele bereits bei einer Querbeschleunigung von 0.30 bis 0.35 g die Innenräder vollständig entlasten und sich dem Überschlag nähern. Dies kann im städtischen Bereich an einer Kreuzung oder in einem Kreisverkehr bereits bei Geschwindigkeiten von 25-35 km/h und an Knotenpunkten von Schnellstrassen bei 60 bis 80 km/h eintreten. Dass dies keine theoretische Betrachtung ist, veranschaulicht Bild 20 sehr drastisch.

#### 2.4.4 Erkenntnisse zum Fahrverhalten in Kurven

Weil das Szenario „Kurvenfahrt“ sehr starke Vergrößerungen der Radkräfte zur Folge haben kann, wird auf die Wahrscheinlichkeit und das Ausmass extremer Ereignisse näher eingegangen. Dies erfordert ein vertieftes Auseinandersetzen mit der Fahrpsychologie, da schliesslich ein Mensch am Steuer sitzt, dessen Verhalten ausschlaggebend ist. Im Gegensatz zur Technik ist es in der Psychologie wesentlich schwieriger, quantitative Angaben zu machen, da die grosse Herausforderung meist schon im qualitativen Erfassen des menschlichen Verhaltens liegt.

In einem ersten Ansatz wurde nach einer Auskunft gesucht, welche Querbeschleunigungen von einem Fahrer als derart unangenehm oder beängstigend empfunden werden, dass er sie durch sein Fahrverhalten vermeidet. Prof. Amos Cohen vom Psychologischen Institut (Fachgruppe Psychologische Methodenlehre) der Universität Zürich konnte bei dieser Frage weiterhelfen: „Ein Kennwert für die gewünschte oder vom Lenker eben tolerierbare Längs- oder Querbeschleunigung anzugeben, ist nicht möglich. Die Akzeptanz einer Beschleunigung hängt auch von den Begleitumständen ab. Die eben tolerierbare Beschleunigung steht in einer Wechselwirkung mit anderen Faktoren und stellt daher keine konstante, sondern eine variable Grösse dar.“

Prof. Cohen konnte zudem Auskunft geben, wo in der Fachliteratur genauere Angaben zu finden wären. Die Frage der gewählten Geschwindigkeiten in Kurven wurde bereits um das Jahr 1970 von M. Ritchie in den USA untersucht ([Ritchie et al. 1968], [Ritchie 1972]). Als wichtigste Einflussfaktoren für die Wahl der Fahrgeschwindigkeit in Kurven nennt Ritchie:

- das Können des Fahrers,
- die Stabilität des Fahrzeugs angesichts dessen Wartungszustand und Beladung,
- den Charakter und den angetroffenen Zustand der Kurve.

In den Untersuchungen schaltete Ritchie die ersten zwei Faktoren aus, indem er 50 durchschnittliche Fahrer (keine Berufsfahrer) als Testpersonen wählte, die alle eine ihnen nicht vertraute Teststrecke im gleichen Personenwagen abfuhren. Die Teststrecke umfasste 227 Kurven. Gemessen wurden die Fahrgeschwindigkeit und die Querbearschleunigung direkt unter dem Fahrersitz. Die Auswertung ergab, dass die Querbearschleunigung in Kurven von Landstrassen in der Grössenordnung von 0.25-g lag, wenn die Fahrgeschwindigkeit weniger als ca. 50 km/h betrug. Bei höherem Tempo, bei ca. 80kmh, wird eine Querbearschleunigung von ca. 0.15-g akzeptiert. Die maximale, gemessene Querbearschleunigung betrug 0.28-g, was ca. 50% des Maximalwerts darstellte, bei dem das Fahrzeug ins Schleudern geraten wäre. Die Gegenwart von Verkehrsschildern mit der Angabe einer empfohlenen Fahrgeschwindigkeit bewirkt, dass durchschnittlich höhere Querbearschleunigung auftreten (Bild 21 links).

Sehr aufschlussreiche Informationen zu der Frage finden sich auch in einem Bericht zum Spurverhalten und dem Unfallgeschehen in Kurven vom Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen- und Eisenbahnbau IVT der ETH Zürich [Spacek 1998]. In einer ausgedehnten Messkampagne wurden nicht nur die Fahrgeschwindigkeiten sondern auch die Spurverläufe unter normalen Verkehrsbedingungen erfasst. Der Grund hierfür war die Feststellung bei früheren Untersuchungen, dass die maximale Querbearschleunigung bei Kurvenfahrt mehr vom Spurverhalten als von der gewählten Geschwindigkeit abhängt [Friedinger 1984]. Die Messeinrichtung bestand aus in Strassenpfosten versteckten Messeinheiten.

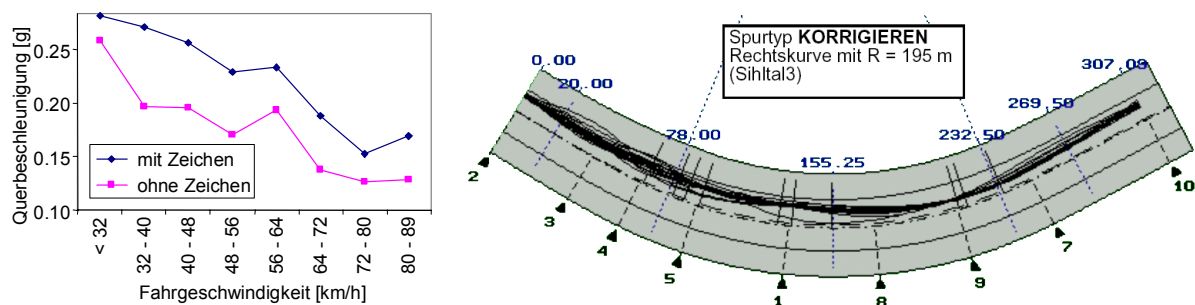


Bild 21: links: gemessene Querbearschleunigung bei der Fahrt von durchschnittlichen Lenkern über Landstrassen [Ritchie 1972]; rechts: Auswertung der Messungen von korrekativem Fahrverhalten in Kurven [Spacek 1998]

Für jedes Fahrzeug wurden der Spurverlauf und die in jedem Punkt gemäss der Kurvenkrümmung zu erwartende Querbearschleunigung bestimmt. Im Hinblick auf die Analyse wurden sechs Spurtypen unterschieden, wie beispielsweise „Schneiden“, „Ausholen“ oder „Korrigieren“. Bild 21 rechts zeigt die ausgewerteten Verläufe für den Spurtyp „Korrigieren“, welcher deutlich mit den meisten Unfällen in Zusammenhang gebracht werden konnte. Durch das Korrigieren traten bei überhöhten Geschwindigkeiten lokal so grosse Querbearschleunigungen auf, dass die Fahrzeuge dadurch ins Schleudern gerieten und Selbstunfälle erzeugten oder auf der anderen Fahrbahn mit entgegenkommenden Fahrzeugen kollidierten.

Die gemessenen Bahnkurven setzten sich allgemein aus einer Folge von Krümmungssprüngen infolge von Lenkkorrekturen zusammen, wobei die lokal grössten Querbearschleunigungen in der Regel in der zweiten Kurvenhälfte auftraten. In Kurven mit kleinen und mittleren Radien waren die lokalen Querbearschleunigungen oft mehr als zweimal grösser als jene bei einem "normgemässen" Fahrverhalten. Beim Spurtyp "Korrigieren" lagen die Querbearschleunigungswerte bei Nacht zudem wesentlich höher als am Tag.

Die höchsten Geschwindigkeiten im Kurvenbereich wiesen die Spurtypen "Schneiden" (in Linkskurven) und "Ausholen" (in Rechtskurven) auf. Spurverläufe dieser Art werden einerseits gewählt, um die Querbearschleunigung während der Kurvenfahrt zu reduzieren, andererseits erlauben sie es Rasern umso schneller durch die Kurve fahren zu können. Die Erhebungen zeigten, dass bei diesen Spurtypen im Mittel die grössten lokalen Querbearschleunigungen auftreten.



Die aufgeführten Erkenntnisse gelten alle für Personenwagen, deren Stabilität erst bei höheren Querbeschleunigungen gefährdet ist als bei Lastwagen. Für die Lenker von Sattelschleppern kommt erschwerend hinzu, dass sie im Zugfahrzeug von der Instabilität des Aufliegers nicht viel spüren. Dies erklärt auch, warum es relativ häufig zum Umkippen dieser Fahrzeuge kommt (siehe Bild 193, Seite 193). Trotz der eingeschränkten Gültigkeit der Erkenntnisse werden zwei Schlüsse gezogen:

- Im Normalfall wird nicht mehr als 50% der kritischen Querbeschleunigung erreicht. Das bedeutet für die linken / rechten Räder bei normaler Kurvenfahrt einen Vergrößerungsfaktor  $\Phi = 1.5$ . Im Durchschnitt liegt der Wert vermutlich bei der Hälfte, was speziell für die Ermüdungsbeanspruchung von Fahrbahnplatten relevant ist.
- Bei geringer Geschwindigkeit und Verkehrsbedingungen, die starke Lenkkorrekturen erwarten lassen, treten ohne weiteres relativ hohe Querbeschleunigungen auf. Dies betrifft Brücken auf denen der Verkehr häufig stockt und von häufigen Spurwechseln, Richtungswechseln oder Ausweichmanövern ausgegangen werden muss. In diesen Fällen ist mit Vergrößerungsfaktoren grösser als 1.5 zu rechnen.

Bei der Festlegung des Vergrößerungsfaktors für den Tragsicherheitsnachweis ist jedoch noch zu berücksichtigen, bei welcher Laststellung die maximale Vergrößerung auftritt. Extreme Laststellungen am Fahrbahnrand, welche zu maximaler Beanspruchung von Kragplatten führen, sind nur zu erwarten, wenn das Fahrzeug dort abgestellt wird. Ausweichmanöver in der Nähe des Fahrbahnrandes werden vermutlich mit so geringen Geschwindigkeiten ausgeführt, dass nur unbedeutende Vergrößerungen zu erwarten sind.

## 2.5 Achskraftvergrößerung durch ungenügenden Lastausgleich

Bei Antriebsbeschleunigung und Bremsverzögerung kommt es nicht nur zur Gewichtsumlagerung von der Vorder- zur Hinterachse sondern auch zur Lastverlagerung zwischen den Achsen einer Achsgruppe. Bei der Bremsung ergibt sich analog eine Verlagerung von den hinteren zu den vorderen Achsen der Gruppe, was wegen des frühzeitigen Blockierens der entlasteten Räder zu verminderter Bremswirkung führt und daher aus der Sicht der Fahrzeugtechnik unerwünscht ist. Erwünscht ist hingegen die Verlagerung bei der Beschleunigung. Die Aufhängung dreiachsiger Zugfahrzeuge kann zwecks Verbesserung der Strassenhaftung und Antriebsleistung so konstruiert sein, dass sich etwa eine Tonne der Vertikallast von der Tragachse auf die Antriebsachse verlagert, zusätzlich zur Lastverlagerung von der Vorder- zur Antriebsachsgruppe.

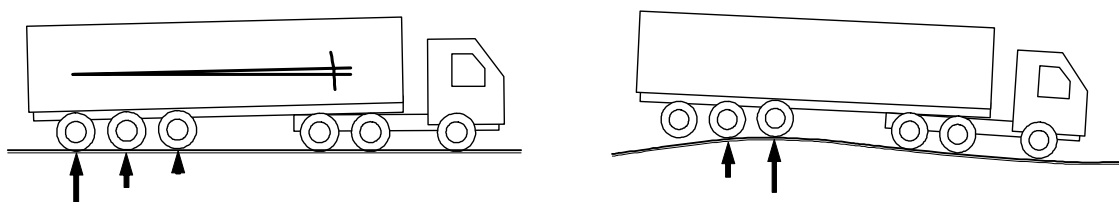


Bild 22: Radkraftvergrößerung infolge von ungenügendem Lastausgleich

Ein weiterer Verlagerungsmechanismus kann bei Aufliegerachsgruppen mit ungenügenden Lastausgleichsvorrichtungen zu Kräfteverlagerungen innerhalb einer Achsgruppe führen. Er tritt ein, wenn eine Achse gegenüber der (den) anderen Achse(n) in Bezug auf die Strassenoberfläche erhöht ist, wodurch sich deren Last teilweise auf die andere(n) Achse(n) verteilt. Bei manchen blattgefederten Achsgruppen kann die Verlagerung mehr als 2 kN pro Millimeter relativer Achsverschiebung betragen. Die relativen Höhenunterschiede ergeben sich entweder aus der Fahrzeugkonfiguration (wenn ein Auflieger an eine Zugmaschine unterschiedlicher Höhe angekuppelt wird), oder durch Strassenunebenheiten (siehe Bild 22). Bei der Fahrt über stark gewölbte Brücken kann die Vertikallast auf der Vorderachse einer Aufliegerachsgruppe an der höchsten Stelle des Bogens fast das Doppelte des statischen Wertes erreichen. Diese Wirkung tritt bei Fahrzeugen mit bestimmten Achs- und Aufhängungskonfigurationen immer an den gleichen Punkten des Strassenverlaufs auf.

## 2.6 Ungleichmässige Beladung

Bei der Festlegung von Vergrößerungsfaktoren für Strassenlasten muss berücksichtigt werden, dass bereits die statischen Radlasten stark von den Normalwerten abweichen können. Dafür braucht es keine Überladung, sondern es genügt bereits eine unausgeglichene Verteilung der Fracht. Grundsätzlich wird eine ungleichmässige Beladung von Lastwagen nicht vermieden, weil sie zu übermässiger Belastung der Fahrbahn führt, sondern weil sie aus Sicht der Fahrzeugtechnik sehr ungünstig ist. Sie führt zu schlechtem fahrdynamischen Verhalten, in dem sie die Stabilität stark verringert, aber auch zu ungleicher Abnutzung der Verschleissteile (Reifen, Stossdämpfer). Trotzdem lässt sie sich gerade bei sperrigen Transportgütern nicht vermeiden.

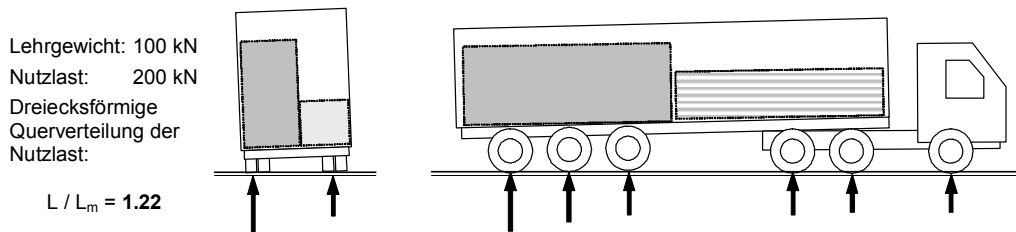


Bild 23: Radkraftvergrößerung infolge von ungleichmässiger Beladung

In Bild 23 werden die zwei möglichen Fälle gezeigt: Quer- und Längsunausgeglichenheit. Auf den zweiten Fall wird nicht näher eingegangen, da er bereits in automatischen Achslastmessungen erfasst wird. Für die asymmetrische Beladung in Querrichtung erhält man unter der Annahme eines Nutzlastverhältnisses von 2 und einer dreiecksförmigen Gewichtsverteilung einen Vergrößerungsfaktor im Bereich von ca. 1.22, was vermutlich einen oberen Grenzwert für die Auswirkung dieses Szenarios darstellt.

## 2.7 Radkraftvergrößerung infolge von Radungleichförmigkeiten

Ungleichförmigkeiten bei Lastwagenrädern, wie z.B. Rundlauffehler bei Rädern und Reifen, Steifigkeitsschwankungen am Reifenumfang und Unwucht des Rad-Reifen Verbundes, können zu merkbareren dynamischen Radkraftvergrößerungen führen. Die Frequenz der resultierenden Radkraftschwingungen liegt bei üblichen Raddurchmessern um 1 m und Geschwindigkeit von 50 bis 100 km/h zwischen 4.5 und 9 Hz. Radungleichförmigkeiten aller Art haben zur Folge, dass der Abstand zwischen Achsschwerpunkt und Fahrbahn während der Fahrt nicht konstant bleibt, sondern sich je nach Ausprägung der Ungleichförmigkeit periodisch verändert. Unter der Annahme, dass sich der Abstand sinusförmig verändert, lassen sich die maximale Beschleunigung und damit die dynamische Kraftspitze berechnen.

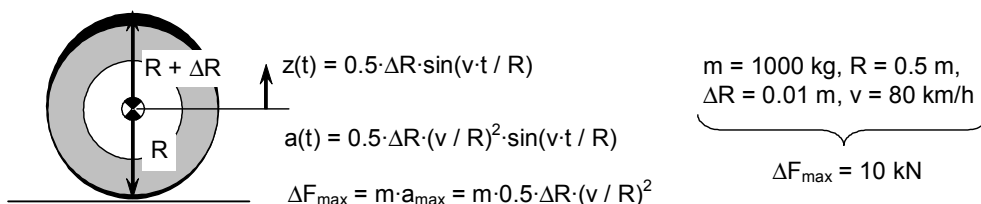


Bild 24: Radkraftvergrößerung infolge von Radungleichförmigkeiten


In Bild 24 ist gezeigt, dass sich die Achskraft bei ungünstigen Annahmen infolge Radungleichförmigkeit in der Größenordnung von 10 kN erhöht, was bei einer nominellen Achslast von 100 kN einen Vergrößerungsfaktor von 1.1 ergibt. Dabei stellt die Annahme, dass sich beide Radmittelpunkte synchron um insgesamt 1 cm auf und ab bewegen, sicher einen seltenen Fall dar.

In [OECD 1992] wird festgehalten, dass durch Ungleichförmigkeiten beeinflusste Radkräfte nur auf relativ glatten Strassen signifikant sind. In diesem Fall sind maximale dynamische Radkräfte zu

erwarten, welche mit den durch Strassenunebenheiten verursachten Kraftspitzen vergleichbar sind. Dies deckt sich mit dem Resultat der dargestellten, einfachen Abschätzung.

## 2.8 Unfall

Das Gefährdungsbild „Verkehrsunfall“ ist ein relativ schwer zu erfassendes Szenario, das keine präzisen, allgemeingültigen Eingrenzungen zulässt. Trotzdem darf es nicht einfach als aussergewöhnliches Ereignis oder zu akzeptierendes Risiko abgehandelt werden, denn bei stark belasteten Strassenabschnitten (Hardbrücke in Zürich: durchschnittlich 100'000 Fahrzeuge pro Tag, davon ein bedeutender Teil schwerer Durchgangsverkehr; Felsenauviadukt in Bern: 85'000 Fahrzeuge pro Tag) ist beinahe täglich mit einem Unfall zu rechnen.

 20 Minuten, 18. 11. 2002

### Frontalkollision

ZÜRICH - Bei einer Frontalkollision zweier Autos in Hinteregg sind am Samstagabend drei Personen verletzt worden. Ein Fahrzeug war **ins Schleudern geraten**

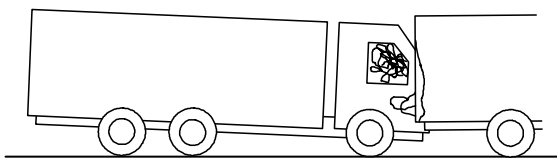


Bild 25: Radkraftvergrößerung infolge von Unfall

Die zu erwartende Belastung der Fahrbahn durch einen Unfall lässt sich eingrenzen, wenn die folgenden Szenarien unterschieden werden:

- Schleudern und Umkippen / Überschlagen / von der Fahrbahn abgeraten
- Kollision mit einem anderen Fahrzeug / mit der Fahrbahnbegrenzung

Im Fall von Schleudern gelten die Aussagen, die bereits für die Zentripetalbeschleunigung gemacht wurden. Beim Umkippen treten an den betreffenden Rädern die maximalen Vergrößerungsfaktoren in der Grössenordnung von 2.0 auf, wobei die Aufstandsfläche stark verringert ist.

Bei Kollisionen werden massive Energien und Kräfte frei, die grossteils als Verformungsenergie vernichtet werden. Dabei kommt es immer wieder vor, dass leichte Fahrzeuge durch die Luft geschleudert werden. Wie beim Umkippen und Überschlagen führt dies zu massiven, stossartigen Belastungen. Die relevante Frage ist, ob in diesen Fällen mit einer grösseren lokalen Beanspruchung zu rechnen ist, als bei Kurvenfahrt mit dem Grenzfall Umkippen. Es muss berücksichtigt werden, dass nur schwere Lastwagen überhaupt von Belang sind. Bei diesen ist am ehesten ein Umkippen zu erwarten, wobei sich die Kraft beim Aufprall auf eine relativ grosse Fläche verteilt. Auch sind nur wenige Bestandteile eines Fahrzeugs in der Lage, grosse Kräfte zu übertragen. Die Karosserie und der Aufbau sind normalerweise so weich, dass sie sich zu verformen, um sich der Belastung zu entziehen. Diese Überlegungen sowie der Umstand, dass Unfälle sehr schwerer Fahrzeuge ausgerechnet auf Brücken doch ein seltenes Szenario darstellen, führen zum Schluss, dass Belastungen durch Unfall mit dem Szenario „Umkippen“ abgedeckt werden.

## 2.9 Erdbeben

Der Vollständigkeit halber wird auch das Szenario „Erdbeben“ behandelt, auch wenn es gesucht erscheinen mag. Während im Normalfall das Fahrzeug durch Fahrbahnunebenheiten zu Schwingungen angeregt wird und sich die Schwingungen durch die dynamischen Radkräfte auf die Brücke übertragen, passiert beim Erdbeben genau das umgekehrte. Die Brücke wird durch Bodenverschiebungen zu Schwingungen angeregt, welche sich auf allfällige, auf der Brücke befindliche Fahrzeuge übertragen (Bild 26). Dabei kann das Fahrzeug theoretisch eine Multiplikatorwirkung entfalten, indem es bei starker Anregung die Kräfte über die sehr kleinen Aufstandsflächen der Räder auf die Fahrbahnplatte abgibt.

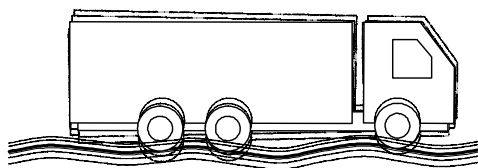


Bild 26: Radkraftvergrößerung infolge von Erdbeben

Gemäss SIA Norm 160 (1989) ist in der Schweiz ja nach Zone mit einer maximalen Horizontalbeschleunigung von 0.16 g zu rechnen. Das dynamische Verhalten von Untergrund und Tragwerk kann dazu führen, dass dieser Wert im schlimmsten Fall verdoppelt wird (0.35 g). Dieser Wert basiert auf Zeitverlaufsberechnungen für Tragwerke, deren Dämpfung im elastisch-plastischen Bereich typischerweise im Bereich von 5% liegt. Für die maximale vertikale Beschleunigung kann  $\frac{2}{3}$  der Horizontalbeschleunigung angenommen werden, woraus sich ein Maximalwert von  $\frac{2}{3} \cdot 0.35 \text{ g} = 0.23 \text{ g}$  ergibt. Berücksichtigt man, dass Fahrzeuge generell eine Dämpfung von mindestens 10% aufweisen, so kann ein Wert von 1.2 als obere Grenze für den Vergrößerungsfaktor infolge von Erdbeben angenommen werden.

## 2.10 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde gezeigt, dass sich die überwiegende Mehrheit der Szenarien, welche zu Achs- oder Radkraftvergrößerungen führen, mittels einfacher Modelle grob erfasst werden kann. Damit lassen sich die maximal zu erwartenden Vergrößerungsfaktoren abschätzen. Wesentlich schwieriger ist es, die Eintretenswahrscheinlichkeit für die jeweiligen Vergrößerungsfaktoren zu bestimmen. In der Zusammenstellung in Tabelle 1 wurde mangels geeigneter Information versucht, die Wahrscheinlichkeit wenigstens qualitativ abzuschätzen.

Als ‚Referenzszenario‘ für die angegebenen Vergrößerungsfaktoren dienen jene Achskräfte, welche bei der geradlinigen Fahrt eines mit konstanter Geschwindigkeit fahrenden Fahrzeugs auf ebener Strasse gemessen werden. Dieses Referenzszenario umfasst bereits die Wirkung der Antriebsbeschleunigung (Kompensation des Luft- und Rollwiderstands), des Fahrtwinds und geringfügiger Fahrbahnunebenheiten. Es wird angenommen dass der Einfluss von Fahrbahnunebenheiten beim Wiegen während der Fahrt gering ist (< 5%). Auf die Messungenauigkeiten der erfassten Daten wird nicht eingegangen. Diese werden in der Fachliteratur ausführlich behandelt, siehe z.B. Projekt WAVE WP 3 oder COST 323.

Szenario	Wirkung	$\Phi_{\max}$	Wahrscheinlichkeit
Längsgefälle	axiale Gewichtsverlagerung, abhängig vom Gefälle und den Fahrzeugabmessungen	ca. 1.06 (10% Gefälle)	starkes Längsgefälle auf Brücken selten
Quergefälle	seitliche Gewichtsverlagerung, abhängig vom Gefälle	ca. 1.1 (5% Gefälle)	starkes Quergefälle auf Brücken selten
Seitenwind	seitliche Gewichtsverlagerung, umgekehrt proportional zum Fahrzeuggewicht	ca. 1.05 (schwere Fahrzeuge)	bei Wind-exponierten Brücken häufig
Fallwind	Achskraftvergrößerung, umgekehrt proportional zum Fahrzeuggewicht	ca. 1.03 (schwere Fahrzeuge)	starkes Auftreten sehr unwahrscheinlich
Gegenwind (exkl. Fahrtwind)	axiale Gewichtsverlagerung, umgekehrt proportional zum Fahrzeuggewicht	ca. 1.02 (schwere Fahrzeuge)	je nach Windexposition
Bremsmanöver	axiale Gewichtsverlagerung,	ca. 1.9	steigt mit zunehmender

Szenario	Wirkung	$\Phi_{max}$	Wahrscheinlichkeit
	abhängig von der Bremsverzögerung	(Verzögerung 5 m/s <sup>2</sup> )	Verkehrsdichte (stockender Kolonnenverkehr !)
Anfahrtsdrehmoment	axiale Gewichtsverlagerung, abhängig von der Antriebsbeschleunigung und den Fahrzeugabmessungen	ca. 1.15 (Beschleunigung ca. 1 m/s <sup>2</sup> )	steigt mit zunehmender Verkehrsdichte
Kurvenfahrt	seitliche Gewichtsverlagerung, proportional zur Geschwindigkeit im Quadrat und umgekehrt proportional zum Radius	ca. 1.5 (Schätzung für unfallfreien Verkehr)	abhängig vom Strassenverlauf, starke Kurven sehr schwerer Kurven unwahrscheinlich
Fahrbahnunebenheiten	Achskraftvergrößerung, abhängig von der Unebenheitsamplitude	ca. 1.5 bis 2.5	abhängig vom Unterhalt
Radungleichförmigkeit	Rad- / Achskraftvergrößerung, umgekehrt proportional zur Achslast	ca. 1.1	für starke Ungleichförmigkeit gering
ungenügender Lastausgleich bei Achsgruppen	Vergrößerung der statischen und dynamischen Achskräfte, vor allem bei extremen Unebenheiten	ca. 1.9 (unsichere Schätzung)	bei Dreifachachsgruppen erheblich
asymmetrische Beladung	Vergrößerung der linken / rechten Radlasten	ca. 1.2	gering
Unfall / Umkippen	seitliche Gewichtsverlagerung bei reduzierter Aufstandsfläche	ca. 2	sehr gering

Tabelle 1: Zusammenfassung der Wirkung und Wahrscheinlichkeit der einzelnen Szenarien für Rad- / Achskraftvergrößerungen

Im Hinblick auf die *Wirkung* der einzelnen Szenarien lassen sich seitliche und axiale Gewichtsverlagerung sowie die Vergrößerung einzelner Rad- und Achskräfte unterscheiden, wobei Fahrzeugmängel eine gewisse Bedeutung haben können. Die Schätzwerte für den maximal zu erwartenden *Vergrößerungsfaktor*  $\Phi_{max}$  ermöglichen eine Reihung nach der Bedeutung der Szenarien. Es darf jedoch nicht ausser Acht gelassen werden, dass sich die einzelnen Szenarien überlagern können, und somit nicht nur für sich allein betrachtet werden dürfen. Im Hinblick auf die *Auftretenswahrscheinlichkeit* lassen sich relativ häufige, im normalen Betrieb durchaus zu erwartende Szenarien von sehr seltenen, aussergewöhnlichen Ereignissen unterscheiden. Eine Verallgemeinerung ist wegen der starken Abhängigkeit von lokalen Gegebenheiten und der Verkehrsdichte schwierig.

*Seitliche Gewichtsverlagerung* ergibt sich aus der Wirkung von Fliehkräften, Seitenwind, Quergefälle und / oder asymmetrischer Beladung. Während starkes Quergefälle in der Regel zur Kompensation der Fliehkraft angeordnet ist, können sich die anderen Szenarien durchaus überlagern, allerdings kaum in maximaler Wirkung. Im Fall einer gekrümmten Brücke oder bei starkem Quergefälle muss offensichtlich damit gerechnet werden, dass es systematisch zu seitlichen Gewichtsverlagerungen kommt. Mit wirklich bedeutenden Vergrößerungsfaktoren ist jedoch nur im Fall einer ausgeprägten Kurvenfahrt zu rechnen, welche wiederum relativ unwahrscheinlich ist.

*Axiale Gewichtsverlagerung* resultiert aus Bremsmanövern, Anfahrtsdrehmomenten, Längsgefälle und Gegenwind. Die Wirkung von Bremsmanövern kann ohne weiteres mit derjenigen von Längsgefälle überlagert sein, während das Anfahrtsdrehmoment sich zur Wirkung von Längsgefälle und Gegenwind addieren kann. Mit Abstand am wichtigsten ist hiervon die Wirkung von Bremsmanövern. Da sie in der Vergrößerung der Achskraft auf der Vorderachse besteht, welche in aller Regel nicht sehr hoch belastet ist, und nur bei extrem starker Bremsung hohe Werte erreicht, ist deren Bedeutung jedoch nicht ganz so gross.

Auf das wichtigste Szenario, die Radkraftvergrößerung durch Fahrbahnunebenheiten, wird im nächsten Abschnitt detailliert eingegangen. Der Abschnitt „Anwendung“ behandelt schliesslich die Relevanz der Szenarien im Nachweis der Tragsicherheit von Elementen der Fahrbahn.

## 3 Radkraftvergrößerung durch Fahrbahnunebenheiten

### 3.1 Überblick

Von allen Szenarien, welche zu Radkraftvergrößerungen führen, stellt die Anregung von Fahrzeugschwingungen durch Fahrbahnunebenheiten mit Abstand das wichtigste Gefährdungsbild dar, und zwar aus mehreren Gründen:

- Dieser Effekt tritt bei normaler Fahrt ein und kann auch bei korrektem Fahrverhalten nicht vermieden werden.
- Es können je nach Grösse der Unebenheit sehr bedeutende Vergrößerungsfaktoren ( $>2$ ) auftreten.
- Für den Grossteil der Fahrzeuge tritt die Vergrößerung bei ähnlicher Fahrgeschwindigkeit immer an der gleichen Stelle auf.
- Bei Brücken ist aufgrund der Fahrbahnübergänge potentiell immer mit bedeutenden lokalen Unebenheiten zu rechnen.

Die genaue Grösse der auftretenden Radkraftvergrößerungen ist stark abhängig von den Eigenschaften des jeweiligen Fahrzeugs, weshalb einfachste Modelle wie für andere Szenarien nicht mehr ausreichen. Neben fortgeschrittenen numerischen Simulationen müssen aufgrund des oft komplizierten, nicht-linearen Verhaltens von Fahrzeugaufhängungen auch Messungen herangezogen werden. Die genaue Erfassung der dynamischen Radkräfte ist jedoch auch messtechnisch schwierig, und gerade für die Radkräfte infolge von speziellen Fahrbahnunebenheiten existieren fast keine Messergebnisse.

Zur dynamischen Radkraftvergrößerung infolge von Fahrbahnunebenheiten liegen zahlreiche experimentelle und analytische Studien vor (siehe z.B. [Cebon 1999], [AP-T13 2002]). Die Resultate dieser Studien werden analysiert und durch eigene Berechnungen ergänzt. Diese Ergänzung ist notwendig, weil sich viele Studien auf spezifische Fragen und Fahrzeugtypen konzentrieren und sich die Resultate nicht immer verallgemeinern lassen. Zudem liegen zum Verhalten von Mehrfachachsgruppen nur wenige Resultate vor.

### 3.2 Modellbildung und Analysemethoden

#### 3.2.1 Fahrzeugmodelle

Um das dynamische Verhalten von Fahrzeugen und deren Anregung durch Fahrbahnunebenheiten zu analysieren, ist es notwendig ein Modell zu entwickeln. In Abschnitt 11.4.9 werden verschiedene Modelle gezeigt, die je nach Fragestellung zur mehr oder weniger genauen Erfassung des Fahrzeugverhaltens geeignet sind. Das Ziel bei der Wahl der Fahrzeugmodelle in diesem Abschnitt ist die qualitativ und quantitativ korrekte Erfassung der dynamischen Radkräfte. Nur die vertikale Komponente der Radkräfte ist von Interesse, sodass das horizontale Verformungsverhalten nicht definiert werden muss. Für die genaue Analyse des Fahrzeugverhaltens bei Kurvenfahrt und Bremsmanövern sind wesentlich aufwendigere Modelle erforderlich.

In [Cebon 1999] werden die anhand verschiedener Modelle simulierten Radkräfte mit Messungen verglichen. Daraus werden folgende Erkenntnisse zur notwendigen Verfeinerung von Fahrzeugmodellen gezogen:

- Für die genaue Reproduktion der Radkräfte eines spezifischen Fahrzeugs ist ein Modell erforderlich, welches Geometrie und Massenverteilung sowie das nichtlineare Verhalten der Federungen korrekt abbildet. Wankschwingungen müssen nur ausnahmsweise berücksichtigt werden, womit zweidimensionale Modelle genügen. Vernachlässigbar sind Biegeschwingungen des Aufbaus und Nichtlinearitäten der Räder. Eine Glättung extrem kurzweiliger

Unebenheiten durch die Räder (siehe Bild 267, Seite 258) ist bei grösseren Geschwindigkeiten nicht erforderlich.

- Um das dynamische Verhalten von Fahrzeugen generell zu erfassen, genügen sehr einfache Modelle mit wenigen Freiheitsgraden, bei denen je nach Ziel der Untersuchung die Nichtlinearität der Aufhängung erfasst werden muss.

In der Folge wird zur Verdeutlichung der grundlegenden Zusammenhänge auf das Modell des Zweimassenschwingers mit Fusspunktanregung zurückgegriffen, da dieses am einfachsten analysiert und interpretiert werden kann. Bild 27 zeigt den Zusammenhang des Modells mit einem Schwerfahrzeug und die Schritte der Modellbildung. Gemäss [Mitschke 1997] lassen sich mit dem Modell das Verhalten eines Rades und der anteilmässigen Aufbaumasse erfassen, und es wird entsprechend als „Viertelfahrzeug“ bezeichnet. Da sich gemäss [Cebon 1999] die Räder überwiegend in Phase bewegen, wird das Modell in der Folge als Abbildung einer Achse und der zugehörigen Fahrzeughälfte interpretiert und entsprechend als „Halbfahrzeug“ bezeichnet.

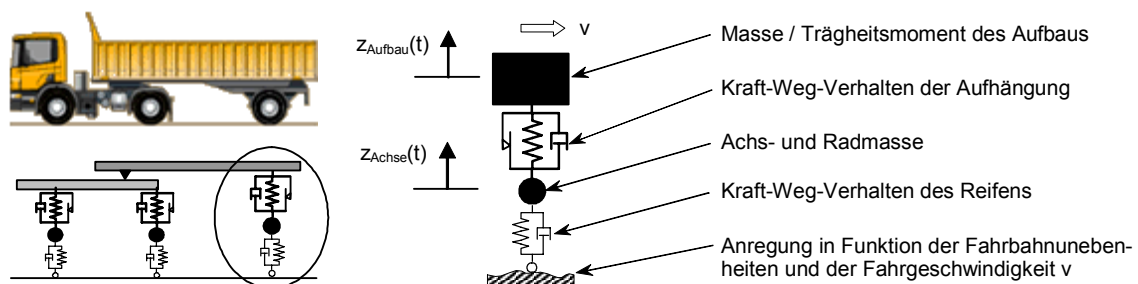


Bild 27: Viertel- bzw. Halbfahrzeug als Modell zur Erfassung der dynamischen Radkräfte

Das Halbfahrzeug setzt sich im Wesentlichen aus 4 Komponenten zusammen: Der Aufbau- und der Achsmasse und der Aufhängung sowie den Reifen. In Abschnitt 11.3 sowie in den darauf folgenden Abschnitten wird auf diese Komponenten näher eingegangen. Von grosser Bedeutung ist vor allem, mit welchen Werten im Mittel sowie im Ausnahmefall gerechnet werden muss. Es ist jedoch insbesondere schwierig abzuschätzen, wie viele der extrem schweren Fahrzeuge mit voll funktionstüchtigen Aufhängungen verkehren und wie weit mit defekten Komponenten gerechnet werden muss.

Mittels des Modells in Bild 27 lässt sich primär das Verhalten von Einzelachsen beschreiben. Daneben interessiert jedoch auch das Verhalten von Doppel- und Dreifachachsen, da gerade manche Doppelachsen besonders ausgeprägte dynamische Vergrösserungen hervorrufen. Die Schwierigkeit bei Mehrfachachsgruppen liegt in der Erfassung der Lastausgleichsmechanismen. Bild 28 zeigt Modelle, wie sie für die Analyse der Radkraftvergrösserung bei Mehrfachachsgruppen verwendet werden ([Broquet 1999], [Page 1973b], [Cebon 1999]).

Bei Doppelachsen waren zumindest vor 20 Jahren Waagebalkenaufhängungen noch stark vertreten. Bild 28 zeigt in der Mitte zwei typische Konstruktionsformen und geeignete Modelle, wie sie von D. Cebon und C. Broquet vorgeschlagen wurden. Waagebalkenaufhängungen zeichnen sich durch einen wirksamen Lastausgleich aus und werden daher vor allem bei unbefestigten Strassen eingesetzt. Auf modernen Hochleistungsstrassen führen sie bei höheren Geschwindigkeiten wegen der fehlenden Dämpfung der Rotation um den Drehpunkt zu starken Achskraftvergrösserungen. Daher wurden sie in zahlreichen Ländern verboten bzw. deren Einsatz an Auflagen geknüpft, wie dem zusätzlichen Einbau von Dämpfern. Heute ist diese Konstruktionsform nur noch sehr schwach vertreten und wird zunehmend durch Luftfederungen abgelöst.

Zur Modellierung von Dreifachachsen finden sich in der Literatur praktisch keine Angaben. Vor allem bei Luftfederungen stellt sich die Frage der geeigneten Modellierung des Lastausgleichs durch die Ausgleichsventile. Lastausgleichsmechanismen sind gesetzlich vorgeschrieben und deren Wirksamkeit muss nachgewiesen werden. Von experimentellen Untersuchungen ist jedoch bekannt, dass die Lastausgleichsvorrichtungen manchmal weitgehend unwirksam sind [Cebon 1999]. In



diesem Fall bietet sich die Aneinanderreihung von Einzelachsen an. Ansonsten gibt das in Bild 28 unten dargestellte Modell einen Anhaltspunkt.

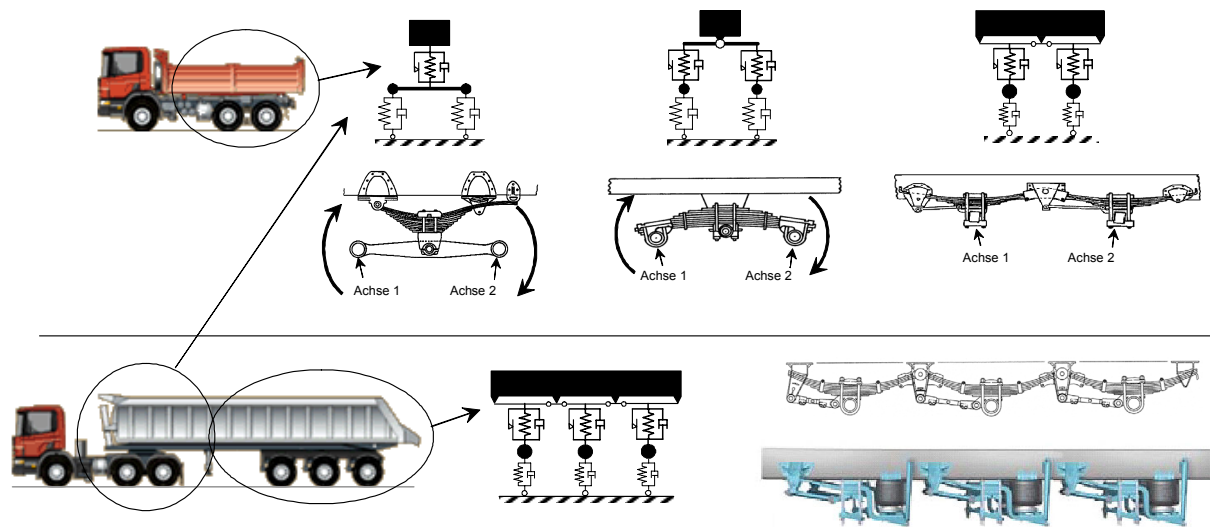


Bild 28: Fahrzeugmodelle in Funktion des Achstyps

Von grosser Bedeutung für das Verhalten des Fahrzeugs ist das Verformungsverhalten der Aufhängungen. Der Aufbau und das Verhalten der zwei gebräuchlichsten Formen - Luftfederungen und Blattfederungen - sind im Abschnitt 11.4 detailliert beschrieben und in Bild 29 zusammengefasst. Bei Luftfederungen kann von weitgehend linearem Verhalten ausgegangen werden, sowohl was die Steifigkeit als auch was die Dämpfungskonstante anbelangt. Die viskose Dämpfung ist direkt von der Belastungsgeschwindigkeit - das heisst von der Anregungsamplitude und -frequenz - abhängig. Blattfederungen weisen wegen des Übergangs von der Haft- zur Gleitreibung zwischen den Stahllamellen ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten auf. Die Dämpfung ist stark amplitudenabhängig aber nicht geschwindigkeits- bzw. frequenzabhängig.

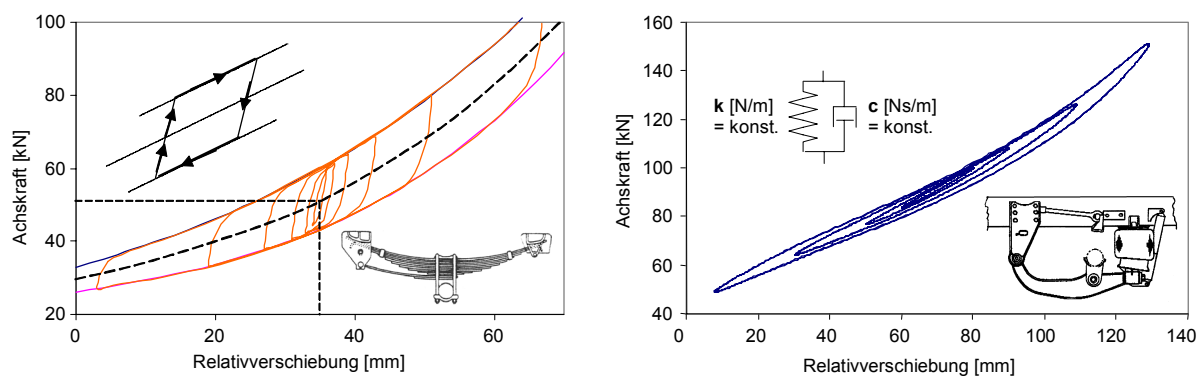


Bild 29: Kraft-Verschiebungsverhalten von Blatt- und Luftfederungen

Das Verhalten von Reifen kann analog zu Luftfederungen mit linearen Feder- und Dämpfungskonstanten abgebildet werden. Bild 30 zeigt die Federkennlinien von den Reifen eines Fahrzeugs im Vergleich zu den Kennlinien der Aufhängungen. Die Reifen sind offensichtlich deutlich steifer, wobei die Steifigkeit vom Reifentyp und vom Luftdruck abhängt. Zwillingsreifen sind ca. doppelt so steif wie Einzelreifen. Das Verhalten der heute sehr gebräuchlichen Breitreifen liegt dazwischen. Die Abhängigkeit vom Luftdruck wird in Bild 224 (Seite 217) illustriert.

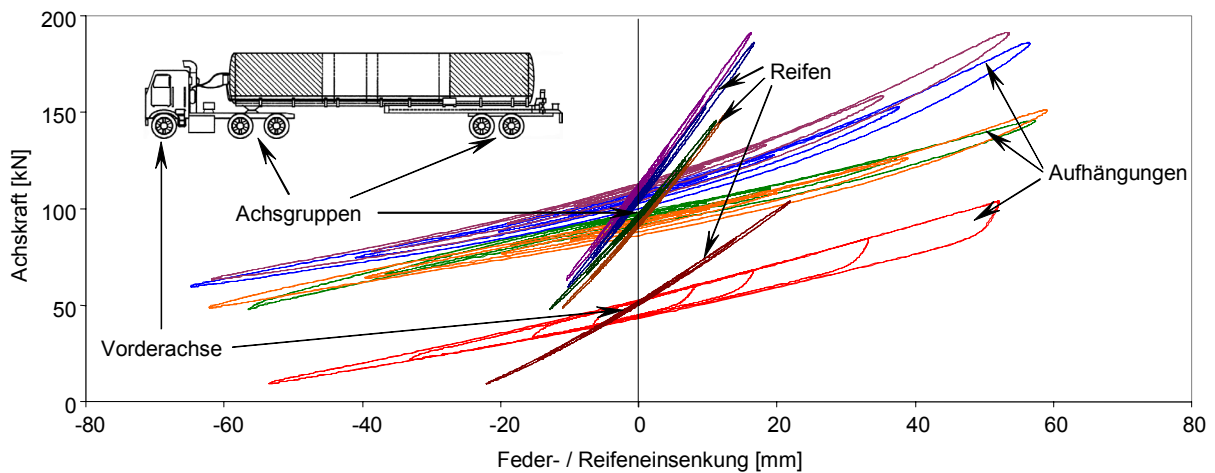


Bild 30: Steifigkeiten der Aufhängungen und Reifen bei einem Fahrzeug

### 3.2.2 Modellierung der Fahrbahnebenheiten

Entscheidend für das Ausmass der Radkraftvergrößerung sind Art und Grösse der Fahrbahnebenheiten. Für die Wahrscheinlichkeit starker Fahrbahnebenheiten ist der Unterhalt der Fahrbahn und der Fahrbahnübergänge ausschlaggebend. Im Weiteren ist es zweckmässig, zwischen zwei Arten von Fahrbahnebenheiten zu unterscheiden (Bild 31):

- Zufällig verteilte, kontinuierliche Fahrbahnebenheiten unterschiedlichster Wellenlänge, hier auch bezeichnet als „normale“ Fahrbahnebenheiten.
- Lokale, oft diskontinuierliche Unebenheiten mit einer ausgeprägten Wellenlänge, zwecks Unterscheidung bezeichnet als „spezielle“ Fahrbahnebenheiten.

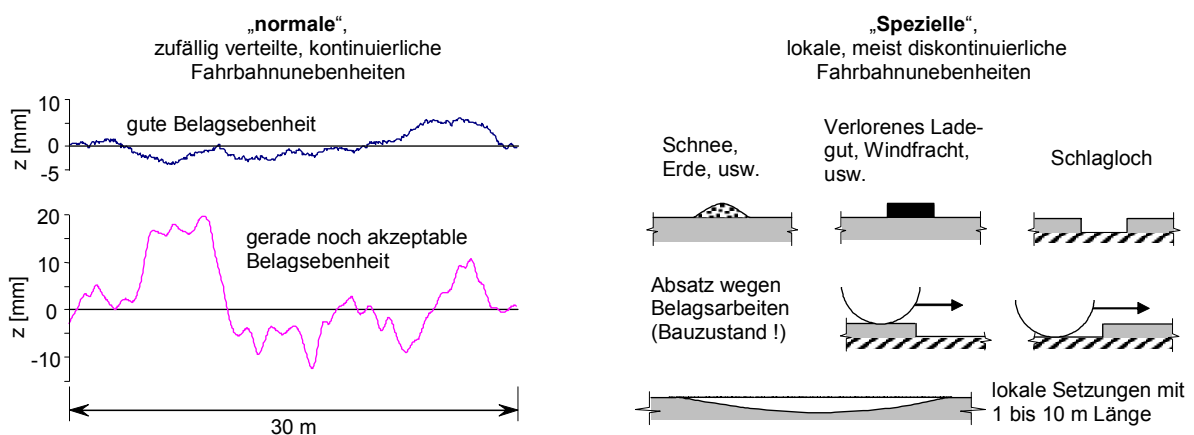


Bild 31: Arten von Fahrbahnebenheiten

Im Hinblick auf die mögliche Radkraftvergrößerung infolge von Unebenheiten ist deren wichtigster Parameter der maximale Höhenunterschied. Auf guten Strassen bewegt er sich typischerweise zwischen 10 und 20 mm, wobei der grössere Werte für lange Wellen gilt (Bild 31 links oben). Bei schlechter Belagebenheit verdoppelt sich dieser Wert, und auch kürzere Wellen weisen grosse Amplituden auf. Bei speziellen Fahrbahnebenheiten kann der Höhenunterschied mehrere Zentimeter betragen. Bei Werten über 5 cm wird jedoch die Wirkung derart stark, dass die Sicherheit der Fahrzeuge gefährdet ist und es zur Zerstörung der Reifen kommen kann. Hindernisse extremer Art werden daher umfahren und beseitigt.

Daraus folgt, dass starke Achskraftvergrößerungen nur bei Strassen mit schlechter Belagebenheit sowie infolge von speziellen Fahrbahnebenheiten zu erwarten sind. Messungen zeigen ([Page

1976], Abschnitt 4.7.3), dass die Fahrbahn im Bereich von Brücken wegen der Diskontinuitäten bei den Fahrbahnübergängen durchschnittlich unebener ist. Es gibt jedoch keine gezielten Untersuchungen zur Wahrscheinlichkeit, Grösse und Form von speziellen Fahrbahnunebenheiten auf Schweizer Strassenbrücken.

Die Wellenlängen der Unebenheiten bestimmen zusammen mit der Fahrgeschwindigkeit die Anregungsfrequenzen. Entsprechend dem Übertragungsverhalten eines Fahrzeugs reagiert es auf gewisse Anregungsfrequenzen wesentlich stärker als auf andere. Auf Anregungsfrequenzen unter 0.5 Hz reagieren nur noch sehr wenige, extrem schwere Fahrzeuge, und auch oberhalb von ca. 30 Hz nähert sich die Übertragungsfunktion einer Asymptote. Da die Fahrgeschwindigkeit zwischen ca. 0 und 100 km/h variieren kann, wird ein sehr weites Spektrum von Wellenlängen relevant, und zwar ca. 0.3 bis 30 m. Wie in Bild 32 gezeigt ist, gibt es zwei kritische Bereiche von Anregungsfrequenzen:

- **1.5 – 4 Hz:** typischer Bereich für Schwingungen des Fahrzeugaufbaus
- **8 – 15 Hz:** typischer Bereich für Achseigenschwingungen

Gemäss Bild 32 hat eine Vertiefung über eine (Wellen-)Länge von 20 m auf ein Fahrzeug mit 90 km/h die gleiche Wirkung wie eine 10 m lange Mulde der gleichen Tiefe, wenn das Fahrzeug 45 km/h fährt. Dies stimmt jedoch nur wenn man ein sehr einfaches Fahrzeugmodell verwendet, bei dem nur die Erregung einer Achse betrachtet wird. Bei mehreren Achsen kommt es zum sogenannten Achsstandfiltern, worauf noch näher eingegangen wird.

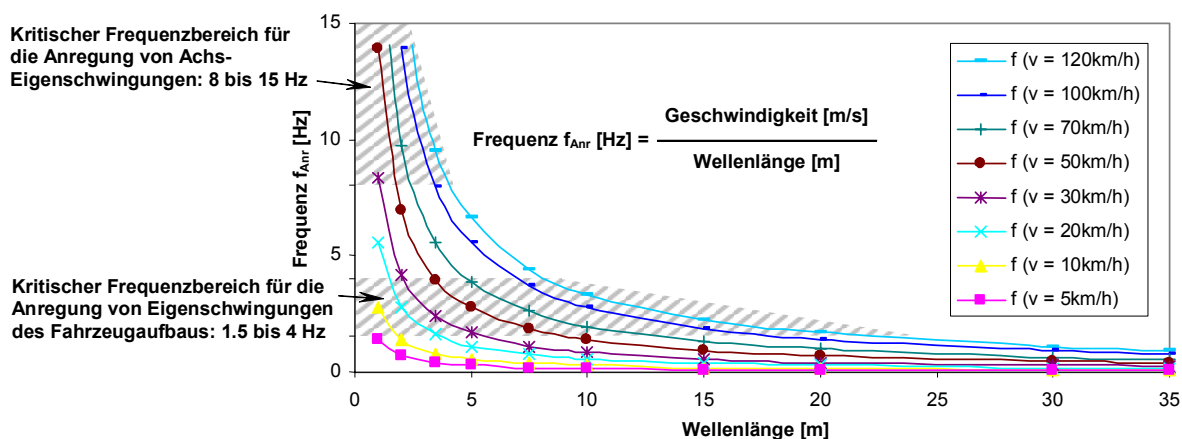


Bild 32: Relevanter Bereich der Wellenlängen in Abhängigkeit der kritischen Eigenfrequenzen von Schwerfahrzeugen

### 3.2.3 Analyse von Fahrzeugmodellen

Bei den gezeigten Modellen handelt es sich grundsätzlich um Zwei- oder Mehrmassenschwingern mit Fusspunktanregung. Wie bei anderen Fällen von erzwungener Schwingung eignen sich drei Verfahren zur Analyse der Modelle:

- **Zeitschrittberechnungen**, welche den besten Einblick in das Verhalten bei der Fahrt über spezielle Unebenheiten gegen,
- die Bestimmung der **Übertragungsfunktion**, welche im Hinblick auf die Reaktion auf normale Unebenheiten am aussagekräftigsten ist, und
- die **Modalanalyse**, welche sich am besten zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenzen, modale Amplituden) eignet.

Bild 33 zeigt ein Beispiel einer **Zeitschrittberechnung**, anhand dessen sich sehr gut illustrieren lässt, wie sich ein Fahrzeug mit Blattfederung bei der Überfahrt über ein starkes Hindernis verhält. Die Abbildung zeigt zum einen die vertikalen Auslenkungen der Aufbau- und Achsmassen, zum anderen die resultierende Achskraft infolge der Fahrt über ein 5 cm hohes Hindernis. Bei der ge-

wählten Geschwindigkeit von ca. 10 m/s (37 km/h) werden offensichtlich beide Massen zu deutlich erkennbaren Schwingungen angeregt. Am Verlauf der dynamischen Achskraft erkennt man, dass der überwiegende Anteil der Vergrößerung durch die hochfrequenten Achsschwingungen verursacht wird, welche bereits nach 0.5 Sekunden praktisch vollständig abgeklungen sind. Bei einer Geschwindigkeit von 10 m/s müssen Hindernisse daher weniger als 5 m voneinander entfernt sein, damit sich deren Wirkung überlagert.

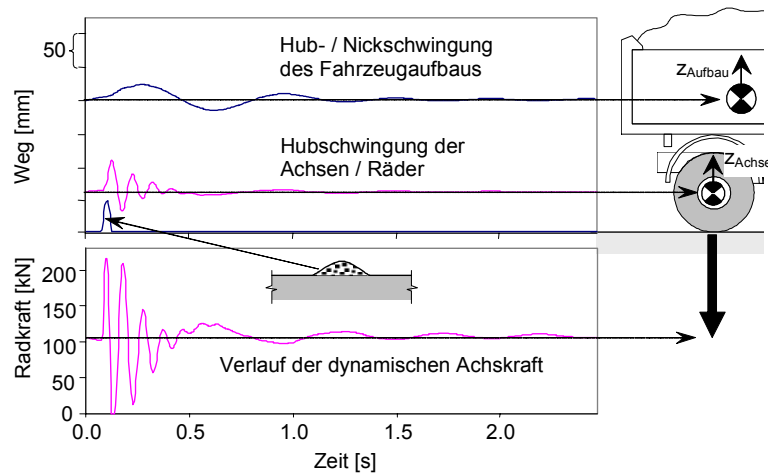


Bild 33: Verlauf der dynamischen Radkraft bei der Fahrt über eine starke Fahrbahnebenheit

Während eine Zeitschrittberechnung über das Verhalten des Systems zu jedem Zeitpunkt Auskunft gibt, beschreibt die **Übertragungsfunktion** (auch als Transmissibilität bezeichnet) die Antwort des Systems bei harmonischer Anregung im stationären Zustand, analog zum Antwortspektrum im Erdbebeningenieurwesen. Beispiele von berechneten und gemessenen Übertragungsfunktionen sind in Bild 34 abgebildet. Links handelt es sich um die Antwort eines Zweimassenschwingers mit „Blattfederung“, rechts um die Messungen an der Hinterachse eines Lastwagens mit Blattfederung [Cantieni 1988]. Deutlich erkennbar in beiden Fällen sind die markanten Vergrößerungen im Bereich der Aufbaueigenfrequenz um 2 bis 3 Hz und im Bereich der Achseigenfrequenzen um 10 bis 12 Hz. Im Bild rechts wird im niederen Frequenzbereich aufgrund der Lastkonfiguration vor allem die Nickschwingung angeregt, während das Durchfahren der Hubschwingung nur an einer kleinen Spitze erkennbar ist. Typisch für Blattfederungen ist, dass die Achseigenfrequenzen stärker vergrößert werden als die Aufbaueigenfrequenzen, da es bei hohen Frequenzen nur zu geringen Relativverschiebungen in der Aufhängung und entsprechend zu schwächerer Dämpfung kommt.

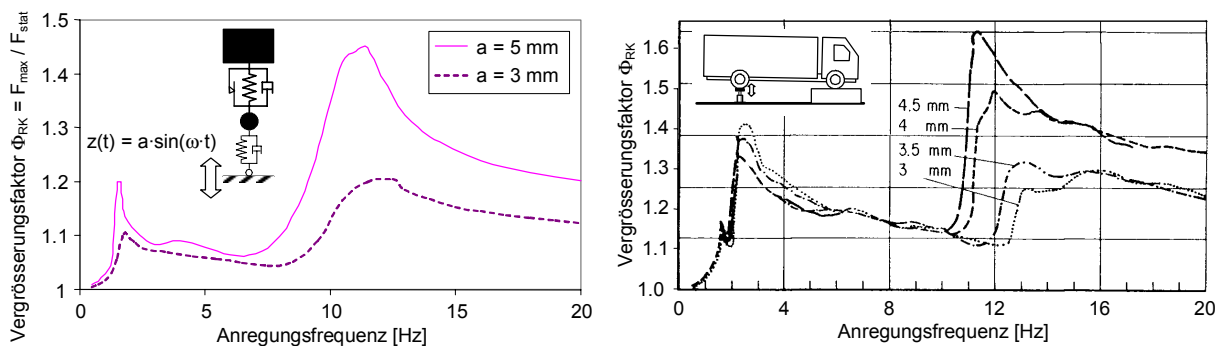


Bild 34: Beispiele von gemessenen und berechneten Übertragungsfunktionen von Fahrzeugen mit Blattfederungen (rechts aus [Tilly 1986])

Bei hohen Frequenzen nähert sich die Übertragungsfunktion einer Asymptote, deren Wert sich anhand der Steifigkeit der Reifen  $k_{\text{Reifen}}$  sowie der Anregungsamplitude  $a$  bestimmen lässt:

$$\frac{F_{\max}(\omega \rightarrow \infty)}{F_{\text{stat}}} = 1 + \frac{a \cdot k_{\text{Reifen}}}{F_{\text{stat}}} \quad \text{Grenzwert des Vergrößerungsfaktors bei } \omega \rightarrow \infty$$

Das heisst, im Grenzfall bewegen sich die Massen aufgrund deren Trägheit nicht mehr, und es kommt ausschliesslich zur Verformung der Reifen.

Die **Modalanalyse** liefert bei Modellen mit linearem Verformungsverhalten relativ triviale Ergebnisse. Die Eigenfrequenzen können bereits anhand der in den Abschnitten 11.5.3 und 11.5.4 aufgeführten, einfachen Formeln mit guter Genauigkeit bestimmt werden. Aufbau- und Achsmasse unterscheiden sich bei beladenen Fahrzeugen stark, und Reifen sind immer deutlich steifer als Federn. Deshalb liegen die Eigenfrequenzen von Aufbau- und Achseinschwingungen immer weit auseinander und die beiden schwingenden Massen beeinflussen sich gegenseitig nur geringfügig.

Bei Blattfedern variieren sowohl Steifigkeit als auch Dämpfungsrate stark in Funktion der Einfederung. Bild 35 vermittelt einen Eindruck der Steifigkeitsschwankungen bei einem blattgefederten Fahrzeug. Links ist die Variation der Eigenfrequenzen bei der Fahrt über eine Wellenfahrbahn dargestellt. Beide Frequenzen schwanken in einem relativ eng begrenzten Band analog zur Anregungsfrequenz. Rechts wird der Fokus auf einige Sekundenbruchteile bei der Fahrt über eine Erhöhung eingengt. Die Variationen sind in diesem Fall wesentlich stärker und diskontinuierlich, was auf den Übergang von Haft- zu Gleitreibung und umgekehrt zurückzuführen ist.

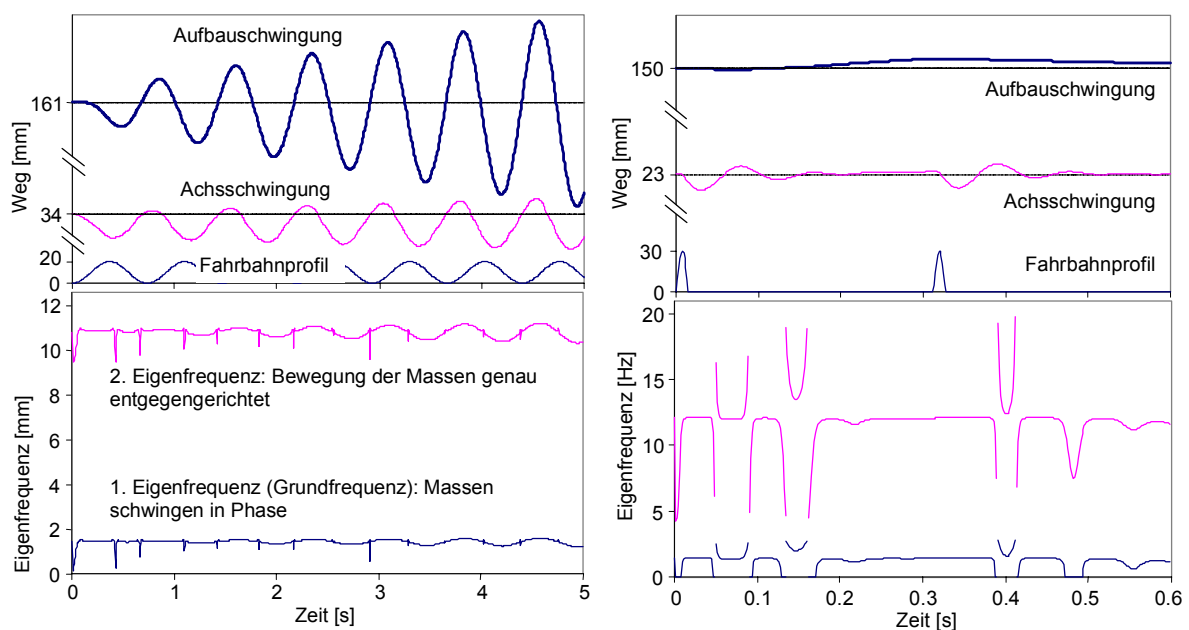


Bild 35: Variation der Eigenfrequenzen bei einem Fahrzeug mit Blattfederung; links: Fahrt über Wellenfahrbahn, rechts: Fahrt über eine Erhöhung

Die Variation der Eigenfrequenzen im Verlauf der Fahrt eines Schwerfahrzeuges lässt sich gut anhand von Messungen illustrieren, welche im Rahmen des Projekts OECD DIVINE durchgeführt wurden [Cantieni et al. 2001]. Bild 36 zeigt die Auswertung der Radkraftmessungen für einen Sattelschlepper, der mit Blattfedern ausgerüstet wurde. Anhand der Auswertungen liessen sich 12 Eigenformen identifizieren, welche während der Fahrt je nach Fahrbahnprofil und Fahrgeschwindigkeit unterschiedlich stark angeregt wurden. In der Regel setzt sich das gesamte Schwingungsverhalten aus mehr als 3 bis 4 gleichzeitig angeregten Eigenformen zusammen, wobei deren Partizipationsfaktoren nicht ersichtlich sind. Die relativ starke Variation der Eigenfrequenzen lässt sich aufgrund der Diagramme in Bild 35 gut erklären.

Bild 37 zeigt die Auswertung für dasselbe Fahrzeug mit Luftfedern (mit Ausnahme der Vorderachse, siehe Bild 30). Offensichtlich kommt es auch in diesem Fall zu einer gewissen Variabilität der Eigenfrequenzen, welche anhand der Nichtlinearitäten der Kraft-Verschiebungs-Kurven der

Aufhängungen (Bild 30) erklärt werden können. Gesamthaft sind die Schwankungen jedoch deutlich kleiner als bei der Ausrüstung des Fahrzeugs mit Blattfedern. Der Vergleich von Bild 36 und Bild 37 zeigt noch einen wesentlichen Unterschied zwischen Luft- und Blattfedern sehr deutlich: Das blattgefederte Fahrzeug verhält sich viel steifer als das luftgefederte. Die Hubschwingung des Aufbaus (in den Bildern mit der Nummer 4 bezeichnet) ist mit Blattfedern ca. doppelt so gross wie mit Luftfedern. Auch die Nickschwingungen zeigen diesen Unterschied. Die geringere Steifigkeit von Luftfedern würde ohne spezielle Massnahmen die Kippgefahr zu stark erhöhen. Daher werden im Fall von Luftfedern Kipp- bzw. Wankstabilisatoren (siehe Abschnitt 11.3) eingebaut. Beim dargestellten Fall des Fahrzeugs mit Luftfedern führt das dazu, dass sich die Eigenfrequenzen der Wankschwingungen im Vergleich zum blattgefederten Fahrzeug nicht gross ändern.

Die Achseigenfrequenzen ändern die Eigenfrequenz beim Austausch der Aufhängungen praktisch nicht, was die geringe, gegenseitige Beeinflussung von Aufbau- und Achsschwingungen bestätigt. Mit einer deutlichen Veränderung dieser Eigenfrequenzen wäre nur bei einer Änderung des Reifendrucks oder dem Ersatz von Zwillingreifen durch Breitreifen zu rechnen.

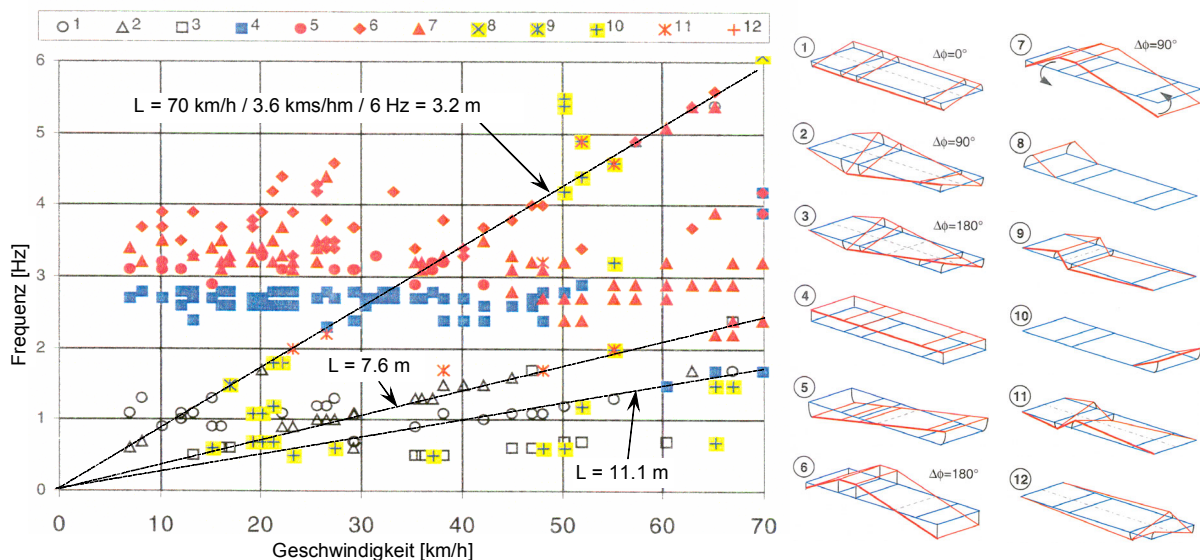


Bild 36: Dominante Eigenformen und deren Frequenzen bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten eines Sattelschleppers mit Blattfederung, nach [Cantieni et al. 2000]

Aus den zwei Bildern lässt sich auch Einiges über die Anregung des Fahrzeugs herauslesen. Bild 36 zeigt eine auffällige Anhäufung von Eigenfrequenzen entlang von Geraden durch den Ursprung. Es handelt sich um den linearen Zusammenhang zwischen Wellenlänge, Fahrgeschwindigkeit und Anregungsfrequenz (Bild 32), und man spricht in der Fahrzeugdynamik von einem „Wasserfalldiagramm“ [Mitschke 1997]. Durch die Division der Fahrgeschwindigkeit durch die Eigenfrequenz lässt sich auf die Wellenlänge schliessen, welche für die Anregung der Eigenschwingung verantwortlich ist. Die in Bild 36 eingetragenen Längen  $L$  sind daher jene Wellenlängen, welche man anhand einer Fourier-Analyse des Fahrbahnprofils als dominante Werte erhalten würde. Ausgerechnet bei der ausgeprägtesten Geraden mit  $L = 3.2$  m handelt es sich jedoch nicht um Wellen im Fahrbahnprofil, sondern um die Anregung durch Radungleichförmigkeiten. Beim typischen Durchmesser von Lastwagenreifen von  $D = 1$  m ergibt sich ein Radumfang von  $D \cdot \pi$ , was gerade der scheinbaren Wellenlänge entspricht. In Bild 37 ist die betreffende Gerade etwas weniger stark ausgeprägt, was auf eine bessere Auswuchtung der Räder zurückzuführen sein könnte. Auch die Geraden mit  $L = 7.6$  m und  $11.1$  m lassen sich nicht erkennen. Aller Wahrscheinlichkeit nach fuhr das Fahrzeug mit Luftfedern nicht über den gleichen Strassenabschnitt wie mit Blattfedern.

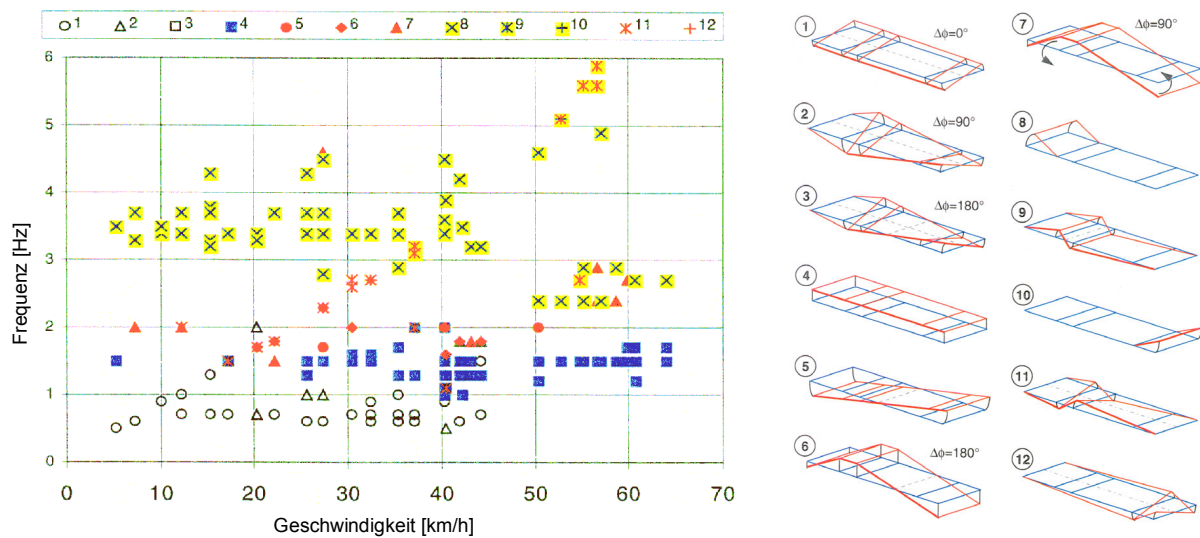


Bild 37: Dominante Eigenformen und deren Frequenzen bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten eines Sattelschleppers mit Luftfederung, nach [Cantieni et al. 2000]

### 3.3 Eigenheiten der Anregung von Fahrzeugen durch Fahrbahnunebenheiten

#### 3.3.1 Achsstandfiltern

Die Anregung von Fahrzeugschwingungen ergibt sich in erster Linie aus den Fahrbahnunebenheiten und sowie der Fahrgeschwindigkeit. Daneben hat jedoch auch die Fahrzeuggeometrie einen markanten Einfluss, in dem sie eine relative Schwächung mancher Wellenlängen und eine Verstärkung anderer bewirkt. Dieses Phänomen wird als „Achsstandfiltern“ bezeichnet. Es hängt von den Abständen zwischen den Achsen und den dominanten Wellenlängen des Fahrbahnprofils ab und bewirkt, dass sich die dominanten Frequenzen der dynamischen Radkräfte von Strassenabschnitt zu Strassenabschnitt verändern.

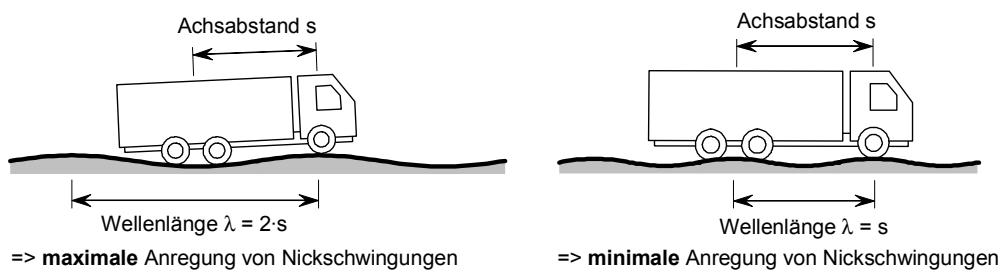


Bild 38: Achsstandfiltern

Bild 38 zeigt schematisch, dass je nach Wellenlänge der Unebenheiten ein Fahrzeug stark oder fast gar nicht zu Nickschwingungen angeregt wird: Wenn die Wellenlänge bei Einzelfahrzeugen genau dem Achsabstand entspricht, kommt es praktisch nur zu Hubschwingungen des Aufbaus. Ist die Wellenlänge genau doppelt so gross, dann wird der Aufbau vor allem zu Nickschwingungen angeregt. Das gleiche Phänomen tritt offensichtlich für alle Wellenlängen ein, die einem Vielfachen des Achsstandes des Fahrzeugs oder der Achsgruppe entsprechen.

#### 3.3.2 Überlagerung von Stossanregungen

Wenn das Fahrbahnprofil von sehr lokalisierten Unebenheiten wie Schlaglöchern oder Absätzen dominiert wird, dann kommt es zu einem Phänomen, welches in Analogie zum Achsstandfiltern als „Geschwindigkeitsfiltern“ bezeichnet werden könnte. Das heisst, je nach Fahrgeschwindigkeit

kommt es zu einer Verstärkung oder einer Abschwächung der einzelnen, über die Achsen auf den Aufbau übertragenen Stösse. Dies lässt sich am besten anhand eines Beispiels erklären: Bei der Fahrt eines zweiachsigen Fahrzeugs über eine kurzweilige ( $\lambda < 1$  m) Unebenheit wird der Aufbau bei der Passage der Vorderachse über das Hindernis zu Nickschwingungen angeregt. Wenn die Anregung durch die Hinterachse genau nach einer Schwingungsperiode, das heisst in Phase erfolgt, so wird die Nickschwingung bei der betreffenden Geschwindigkeit verstärkt. Fährt das Fahrzeug jedoch genau doppelt so schnell, dann haben die zwei Pulse Tendenz einander aufzuheben. Da die Wirkung des ersten Stosses nach einer Periode bereits deutlich abgeklungen ist, kommt es nicht zur völligen Aufhebung der nachfolgenden, gegenphasigen Anregung.

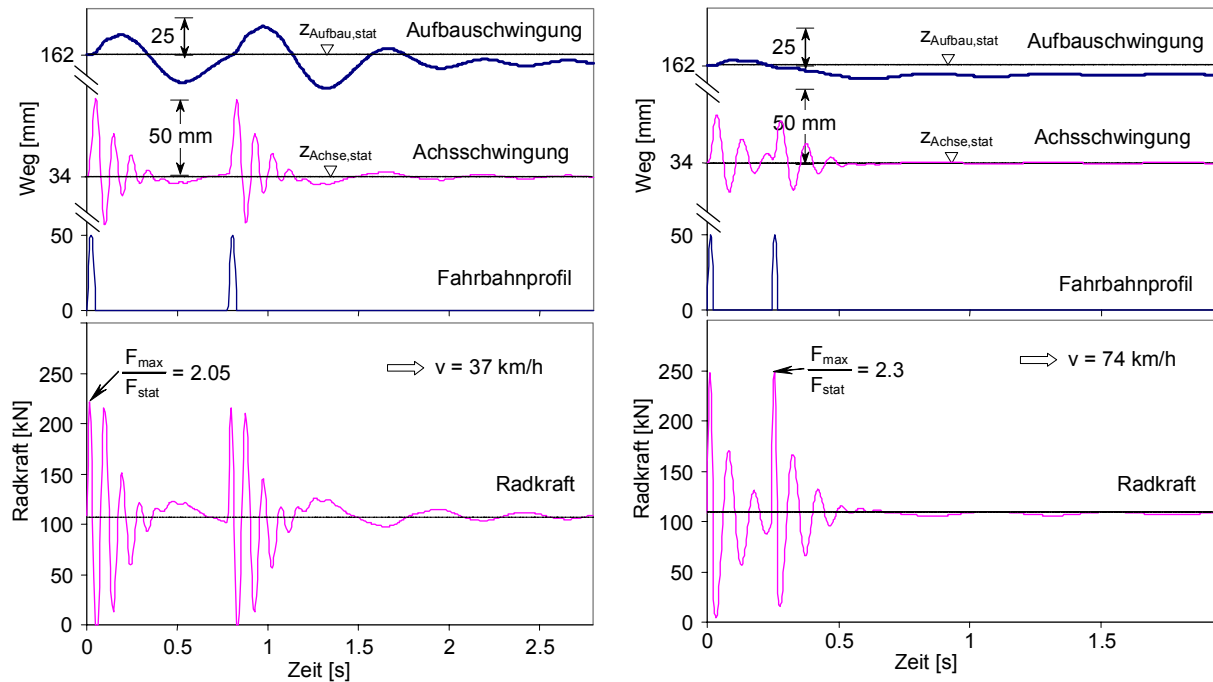


Bild 39: Veranschaulichung der Überlagerung von Stossanregungen, Fahrzeug blattgefedert

Das Phänomen kann anhand des Modells des Halbfahrzeugs (Bild 27) illustriert werden. Bild 39 zeigt die Verschiebungs- und Radkraftverläufe bei der Anregung des Modells durch zwei aufeinander folgende Erhebungen, was der Fahrt eines zweiachsigen Fahrzeugs über eine einzelne Erhebung gleichkommt. Die Erhebung hat die Form einer halben Sinuskurve, mit einer Länge von 0.5 m und einer Höhe von 5 cm. Links fährt das Fahrzeug mit 37 km/h, rechts mit 74 km/h. Während es links auf der Höhe des Aufbaus deutlich zu einer Verstärkung der Schwingung durch den zweiten Stoss kommt, ist die Reaktion auf den zweiten Puls rechts deutlich verringert.

Das Beispiel in Bild 39 zeigt deutlich, dass die Überlagerung von Stossanregungen übertroffen wird von der Empfindlichkeit der einzelnen Eigenschwingungsformen auf die Anregungsfrequenz: Je schneller das Fahrzeug fährt, desto weniger reagiert der Aufbau auf den Stoss und desto stärker schwingt die Achse. Dies führt dazu, dass links der Vergrößerungsfaktor für die Achskraft mit  $F_{\max} / F_{\text{stat}} = 2.05$  kleiner ist als rechts (2.3), obwohl links die Aufbauschiwingungen viel stärker ausfallen.

### 3.3.3 Räumliche Wiederholbarkeit

Bei Messungen wurde festgestellt, dass sich der auf die Fahrbahn bezogene Schwingungsverlauf eines Fahrzeugs bei gleicher Geschwindigkeit für denselben Strassenabschnitt vollständig reproduzieren lässt ([Sweatman 1983], [Cebon 1999]). Da alle Lastkraftwagen sehr ähnliche Eigenfrequenzen aufweisen und insbesondere auf Hauptstrassen und Autobahnen mit der gleichen zulässigen Geschwindigkeit fahren, treten die Spitzen der dynamischen Radkräfte bei einer gegebenen Fahrbahn (inkl. Vergrößerungen infolge Quergefälle und Fliehkraft) stets ungefähr an denselben



Stellen auf. Im Zusammenhang mit Strassenbrücken wirkt sich dies vor allem im Bereich der Fahrbahnübergänge aus. Das ständige Hämmern der Räder in deren unmittelbaren Umfeld erfordert eine sehr ermüdungsresistente Ausbildung der Konstruktion.

### 3.4 Einflussfaktoren bei der Radkraftvergrößerung

#### 3.4.1 Überblick

Das einfache Modell des Halbfahrzeugs mit zwei Massen (Bild 27, Seite 26) eignet sich besonders gut, um die grundlegenden Zusammenhänge und den Einfluss der wichtigsten Parameter aufzuzeigen. Nachfolgend wird der Einfluss folgender Parameter untersucht:

- Amplitude der Fahrbahnunebenheiten
- Anregungsfrequenz
- Steifigkeit von Reifen und Aufhängung
- Aufbaumasse
- Form spezieller Unebenheiten
- Dämpfungsrate der Aufhängung

In Abschnitt 11.5 ist festgehalten, mit welchen Werten der wichtigsten Parameter gerechnet werden kann. Diese Werte beruhen jedoch vielfach auf Schätzungen und gelten nicht unbedingt für den heutigen Schwerverkehr auf den Strassen in Mitteleuropa. Da leider keine statistischen Daten zu den einzelnen Parametern vorliegen, ist eine Parameterstudie das am besten geeignete Verfahren, um den quantitativen Einfluss der wichtigsten Parameter zu bestimmen. Folgende Bezeichnungen werden in der Folge für diese Parameter verwendet:

Fahrzeugaufbau:	$m_{\text{Aufbau}}$ [kg]	(modale) Aufbaumasse
	$k_{\text{Aufh}}$ [N/m]	(lineare) Steifigkeit der Federung
	$f_{\text{Aufbau}} \text{ [Hz]} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{\text{Aufh}}}{m_{\text{Aufbau}}}}$	ungekoppelte Eigenfrequenz des Aufbaus
	$\zeta_{\text{Aufh}}$ [-]	Dämpfungsrate des Aufbaus
Achse + Räder:	$m_{\text{Achse}}$ [kg]	Achsmasse gemäss Abschnitt 11.5.4
	$k_{\text{Reifen}}$ [N/m]	Steifigkeit des Reifens
	$f_{\text{Achse}} \text{ [Hz]} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{\text{Reifen}} + k_{\text{Aufh}}}{m_{\text{Achse}}}}$	ungekoppelte Eigenfrequenz der Achse
	$\zeta_{\text{Reifen}}$ [-]	Dämpfungsrate der Achse
Fahrbahnprofil:	$a_{\text{Anr}}$ [m]	Anregungsamplitude
	$v$ [m/s]	Fahrgeschwindigkeit

Mangels statistischer Daten lässt sich der Wertebereich der einzelnen Parameter nur ungenau bestimmen. Für die *Aufbaumasse*  $m_{\text{Aufbau}}$  lässt er sich anhand der Achskraftmessungen (siehe Abschnitt 10.5.4) auf ca. 2 bis 15 t pro Achse eingrenzen. Für den Anteil des Achsgewichts an der Achskraft gibt es relativ wenige Informationen. In der Folge wird eine *Achsmasse* von  $m_{\text{Achse}} = 1$  t angenommen, was im oberen Bereich der in der Fachliteratur angegebenen Werte liegt (siehe Abschnitt 11.5.4). Die *Steifigkeiten von Federung und Reifen* lassen sich anhand der Erfahrungswerte für gekoppelte Achs- und Aufbaueigenfrequenzen abschätzen (Achseigenschwingungen ca. 8 bis 15 Hz, Aufbaueigenschwingungen ca. 1.5 bis 4 Hz). Für die Dämpfungsrate der Reifen stellt  $\zeta_{\text{Achse}} = 3\%$  einen üblichen Wert dar. Für Luftfederungen ist gesetzlich ein Mindestwert von  $\zeta_{\text{Aufh}} = 20\%$  vorgeschrieben, 10% kann daher als unterer Grenzwert bei schlechter Dämpfung angenommen werden [Cebon 1999]. Im Fall von Blattfederungen wurde auf gemessene Kraft-Verschiebungskurven zurückgegriffen.

Mathematische Beschreibung des Halffahrzeugs für allgemeines Verformungsverhalten

$$\begin{bmatrix} m_{\text{Aufb}} & 0 \\ 0 & m_{\text{Achs}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{z}_{\text{Aufb}} \\ \ddot{z}_{\text{Achs}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_{\text{Aufb}} \cdot g - F_{\text{Aufh}} \\ m_{\text{Achs}} \cdot g + F_{\text{Aufh}} - F_{\text{Reifen}} \end{Bmatrix} \quad \text{mit } \begin{matrix} F_{\text{Aufh}} & \text{Kraft in den Aufhängungen} \\ F_{\text{Reifen}} & \text{Kraft in den Reifen} \end{matrix}$$

Differentialgleichungssystem für linear elastisches Verhalten von Aufhängungen und Reifen

$$\begin{bmatrix} m_{\text{Aufb}} & 0 \\ 0 & m_{\text{Achs}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{z}_{\text{Aufb}} \\ \ddot{z}_{\text{Achs}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{\text{Aufh}} & -c_{\text{Aufh}} \\ -c_{\text{Aufh}} & c_{\text{Aufh}} + c_{\text{Reifen}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{z}_{\text{Aufb}} \\ \dot{z}_{\text{Achs}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{\text{Aufh}} & -k_{\text{Aufh}} \\ -k_{\text{Aufh}} & k_{\text{Aufh}} + k_{\text{Reifen}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} z_{\text{Aufb}} \\ z_{\text{Achs}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_{\text{Aufb}} \cdot g \\ m_{\text{Achs}} \cdot g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ -k_{\text{Reifen}} \cdot z_{\text{Anr}} - c_{\text{Reifen}} \cdot \dot{z}_{\text{Anr}} \end{Bmatrix}$$

mit:  $z_{\text{Aufb}} / z_{\text{Achs}}$ : Lagekoordinaten der Aufbau- / Achsmasse       $z_{\text{Anr}}$ : Anregungsfunktion  
 $m_{\text{Aufb}} / m_{\text{Achs}}$ : Aufbau- / Achsmasse       $g$ : Gravitationskonstante  
 $k_{\text{Aufh}} / k_{\text{Reifen}}$ : Steifigkeit der Aufhängungen / Reifen       $c_{\text{Aufh}} / c_{\text{Reifen}}$ : Dämpfungskoeffizient der Aufhängungen / Reifen

Bild 40: Mathematische Beschreibung des mechanischen Modells des Halffahrzeugs

In Bild 40 ist das Differentialgleichungssystem dargestellt, welches aus der mathematischen Beschreibung des Halffahrzeugs resultiert. Für allgemeines, das heisst nicht-lineares Verformungsverhalten, ergibt sich die oben aufgeführte Gleichung. Bei der Anwendung eines expliziten Integrationsverfahrens kann diese Gleichung direkt im Zeitbereich gelöst werden. Im Fall der stark nicht-linearen Hystereseschleifen von Blattfederungen liefert ein impliziter Algorithmus, kombiniert mit dem Newton-Raphson Verfahren, bessere Ergebnisse, was jedoch in jedem Zeitschritt die Auswertung der tangentialen Steifigkeitsmatrix erfordert. Die Modalanalyse liefert daher für jeden Zeitschritt andere Eigenfrequenzen, was bereits in Bild 35 dargestellt wurde. Die Übertragungsfunktion lässt sich nur über den Umweg von Zeitschrittberechnungen für jede Anregungsfrequenz bestimmen, was je nach Charakter der Übertragungsfunktion relativ aufwendig ist.

Im Fall von linear-elastischem Verhalten (Bild 40 Mitte) ist die numerische Behandlung wesentlich einfacher. Für Zeitschrittberechnungen liefert ein expliziter Algorithmus ausgezeichnete Resultate. Die Eigenfrequenzen ergeben sich unmittelbar aus der Massen- und Steifigkeitsmatrix, und die Ermittlung der Übertragungsfunktion erfordert nicht den Umweg über Zeitschrittberechnungen. Allerdings erfordert die Auswertung der Übertragungsfunktion des Zweimassenschwingers ein relativ leistungsfähiges Mathematikprogramm, da sie deutlich komplizierter ist als für einen Einmassenschwinger.

### 3.4.2 Amplitude der Fahrbahnunebenheiten

Bereits im Zusammenhang mit der Modellierung von Fahrbahnunebenheiten wurde festgehalten, dass der Grösse der Unebenheiten entscheidende Bedeutung zukommt. Die unmittelbare Wirkung der Amplitude der Fahrbahnunebenheiten auf den Vergrößerungsfaktor lässt sich am besten anhand der Fahrt über einen Sprung illustrieren (Bild 41). Bei sehr hoher Fahrgeschwindigkeit haben die Räder nicht genügend Zeit dem Hindernis auszuweichen, und die maximale Radkraftvergrößerung ergibt sich direkt aus der Sprunghöhe und der Reifensteifigkeit, bezogen auf die statische Achslast.

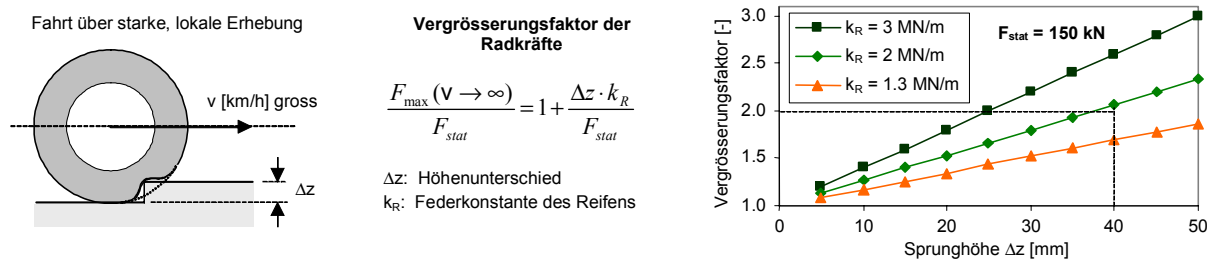


Bild 41: Grenzwert der Achskraftvergrößerung in Funktion der Sprunghöhe sowie der Reifensteifigkeit  $k_R$  pro Rad

Bild 41 zeigt die Auswertung dieser einfachen Beziehung für eine statische Achslast  $F_{stat} = 150 \text{ kN}$  und Sprunghöhen zwischen 5 und 50 mm. Die Reifensteifigkeit  $k_R = 1.3 \text{ MN/m}$  entspricht gemäss [Cole et al. 1996] Breitreifen mit normalem Reifendruck,  $k_R = 2 \text{ MN/m}$  normalen Zwillingstreifen oder Breitreifen mit sehr hohem Reifendruck, und  $k_R = 3 \text{ MN/m}$  Zwillingstreifen mit sehr hohem Reifendruck. Aus dem Diagramm lässt sich ablesen, dass der Vergrößerungsfaktor bei normalem Reifendruck den Wert von 2 nicht übersteigt, wenn die Sprunghöhe auf 40 mm begrenzt bleibt. Aufgrund dieser einfachen Überlegungen lässt sich sofort erkennen, dass die Radkraftvergrößerung bei Schlaglöchern bei sehr hohen Geschwindigkeiten gegen 1.0 tendiert. Die Achse bleibt in diesem Fall wegen ihrer Trägheit auf dem gleichen Niveau und spürt von dem Loch praktisch nichts.

Die gleichen Zusammenhänge wie bei der schnellen Fahrt über spezielle Fahrbahnebenheiten bestehen bei der Fahrt über eine lange Wellenfahrbahn. Wie bereits in Abschnitt 3.2.3 erwähnt, lässt sich Reaktion eines Fahrzeugs bei der Fahrt über eine Wellenfahrbahn durch die Übertragungsfunktion charakterisieren. Unter der Annahme, dass im Wesentlichen nur die Achs- oder die Aufbauschwingungen an der Reaktion beteiligt sind, reduziert sich der Zwei- auf einen Einmassenschwinger. Bild 42 zeigt links die Übertragungsfunktion des Einmassenschwingers mit der typischen Spitze bei der Resonanzfrequenz. Die Höhe dieser Spitze ist umgekehrt proportional zur Dämpfungsrate und kann mit genügender Genauigkeit über die Formel  $a_{dyn,max} = 1 / (2 \cdot \zeta)$  angegeben werden.

Um einen Rückschluss auf die zu erwartenden dynamischen Radkräfte zu erlauben, muss der dimensionslose Vergrößerungsfaktor  $a_{dyn}$  mit der absoluten Steifigkeit der Feder  $k$  und dem Gewicht der schwingenden Masse  $F_{stat}$  kombiniert werden. Die Federsteifigkeit  $k$  des äquivalenten Einmassenschwingers setzt sich dabei je nach Schwingungsform aus den Federsteifigkeiten der Reifen und der Aufhängung zusammen. Für den Vergrößerungsfaktor der Radkräfte resultiert die in Bild 42 oben links abgebildete Formel. Diese Formel ist in Bild 42 rechts für verschiedene Anregungsamplituden  $a_{Anr}$  und Eigenfrequenzen  $f$  des Einmassenschwingers ausgewertet, wobei von einer resonanzartigen Anregung der Aufbaueigenschwingungen ausgegangen wird. Die hohen Eigenfrequenzen ( $f = 3 \text{ Hz}$ ) gelten für leichte Fahrzeuge, während für sehr schwer beladene Fahrzeuge Eigenfrequenzen im unteren Bereich ( $f = 1.5 \text{ Hz}$ ) zu erwarten sind.

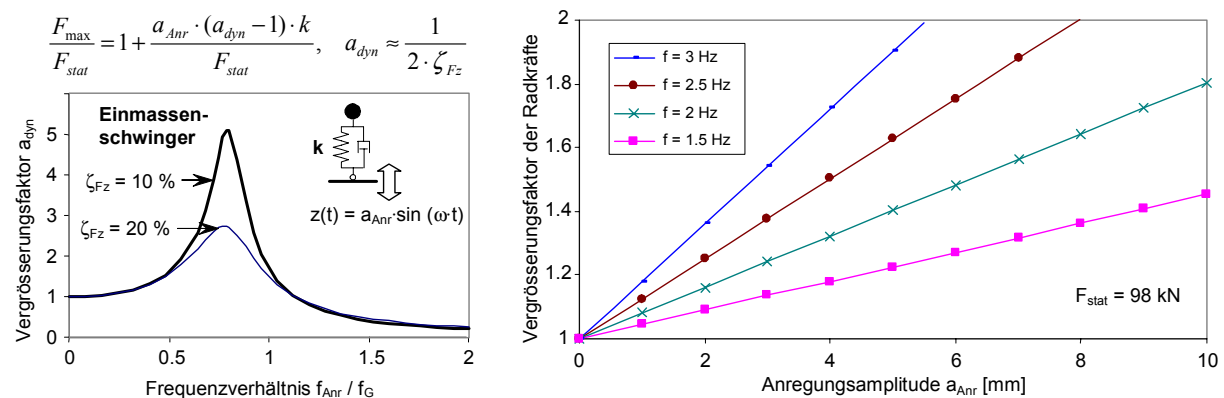


Bild 42: Beziehung zwischen Anregungsamplitude, Eigenfrequenz (Steifigkeit) und dem Vergrößerungsfaktor der Radkräfte für lineares Federverhalten

Die dargestellte Beziehung macht deutlich, dass der Vergrößerungsfaktor für die Radkraft auch im stationären Fall der harmonischen Anregung grundsätzlich direkt proportional zur Federsteifigkeit und zur Anregungsamplitude ist. Für die auf die Fahrbahn wirkenden Radkräfte gilt somit dass diese

- mit zunehmender Fahrbahnebenheit und Steifigkeit der Aufhängungen zunehmen, und
- umgekehrt proportional zur statischen Achslast und zur Dämpfung sind,

sofern von einem linearen Verhalten der Aufhängung ausgegangen werden kann. Dies gilt nur bei Luftfedern, und auch bei diesen nur bis zum Vergrößerungsfaktor zwei, der den Grenzfall für das Abheben der Räder darstellt. Darüber verhält sich das Modell auch für lineares Federverhalten nichtlinear. Die Übertragungsfunktion der Auslenkungen kann nur unter der Voraussetzung verwendet werden, dass die Dämpfungskräfte keinen grossen Einfluss auf die maximalen Radkräfte haben. Bei hoher Dämpfungsrate und hohen Frequenzen gibt sie daher nur bedingt Auskunft über die maximale Achskraftvergrößerung (siehe Bild 223, Seite 216).

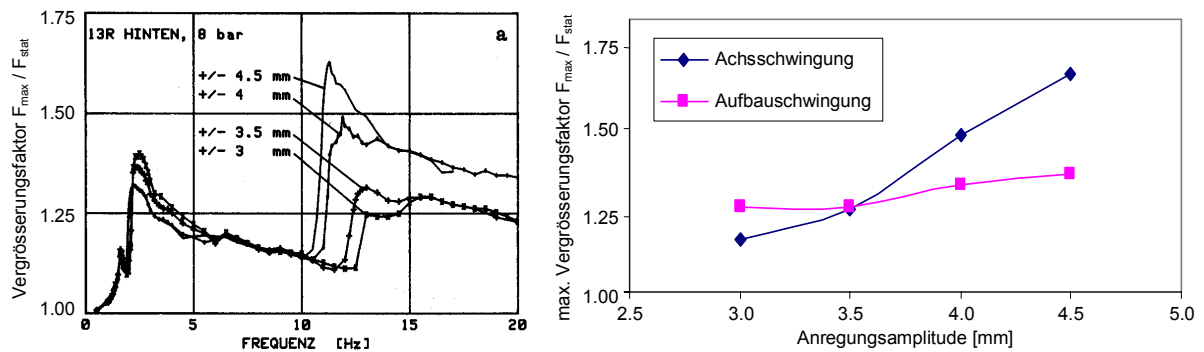


Bild 43: Übertragungsfunktion einer blattgefederten Hinterachse; links: Vergrößerungsfaktoren in Funktion der Frequenz [Cantieni 1988], rechts: maximaler Vergrößerungsfaktor in Funktion der Anregungsamplitude

Bild 43 zeigt die Verhältnisse bei einem richtigen Lastwagen mit nichtlinearer Blattfederung. Links sind Übertragungsfunktionen der Radkraft für verschiedene Anregungsamplituden gezeigt, die durch harmonische Anregung eines Lastwagens über seine Hinterachse ermittelt wurden. Rechts sind die Maximalwerte für die zwei bei synchroner Anregung der Hinterräder massgeblichen Schwingungsformen, Aufbau- und Achsschwingung, in Funktion der Anregungsamplitude aufgetragen. Man sieht, dass der lineare Zusammenhang zwischen Anregungsamplitude und Radkraftvergrößerung zumindest für die untersuchten Anregungsamplituden Gültigkeit hat.

### 3.4.3 Einfluss der Steifigkeit

Aus Bild 41 und Bild 42 geht bereits hervor, dass der Steifigkeit des Fahrzeugs sehr grosse Bedeutung zukommt. Die Radkraftvergrößerung ist direkt proportional zur Steifigkeit, wobei dies bei hohen Anregungsfrequenzen bzw. speziellen Fahrbahnunebenheiten die Reifen betrifft und bei niederfrequenter Anregung die Aufhängung. Da es sich bei der Anregung durch Fahrbahnunebenheiten um eine erzwungene Schwingung handelt, lässt sich eine direkte Analogie zur Statik herstellen. Auch bei aufgezwungener Verschiebung (Zwängung) ist die Reaktion des Tragwerks direkt proportional zur Steifigkeit.

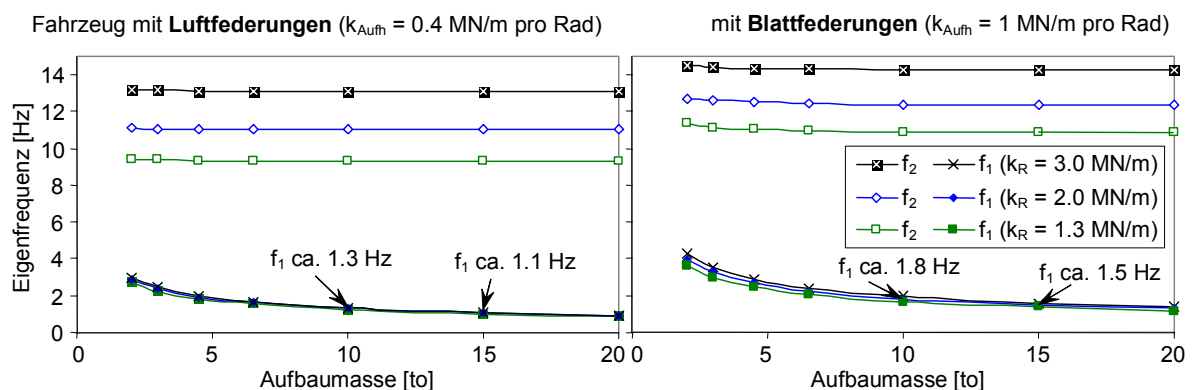


Bild 44: Aufbau- und Achs-Eigenfrequenzen in Funktion des Aufbaugewichts; links: Fahrzeug mit Luftfedern, rechts: mit Blattfedern

Die Steifigkeit der Reifen und Aufhängungen naturgemäss auch einen grossen Einfluss auf die Eigenfrequenzen eines Fahrzeugs. Bild 44 zeigt daher die Aufbau- und Achs-Eigenfrequenzen in Funktion der Aufbaumasse, links für luftgefederte und rechts für blattgefederte Fahrzeuge, wobei typische Werte für die Steifigkeit der Aufhängung  $k_{\text{Aufh}}$  gemäss [Cebon 1999] angenommen wurden. Den Diagrammen kann entnommen werden, dass schwere Fahrzeuge mit Achslasten über 100 kN typischerweise Aufbau-Eigenfrequenzen zwischen 1.0 und 2.0 Hz haben. Die Achs-Eigenfrequenzen bewegen sich zwischen 9 und 14 Hz. Der Wertebereich ist damit enorm, denn eine Verdopplung der ungekoppelten Eigenfrequenz  $f_{\text{Aufbau}}$  von 1 auf 2 bedeutet eine Vervielfachung der Steifigkeit  $k_{\text{Aufbau}}$ .

Bild 45 zeigt zur Illustration des Einflusses der Steifigkeit den Verlauf der Radkräfte bei der Fahrt über eine 3 cm hohe und 30 cm lange Erhebung. Die Simulation erfolgte anhand des in Bild 27 gezeigten Halbfahrzeugs. Als Mass für die Steifigkeit wird die ungekoppelte Eigenfrequenz der Massen genommen, welche im Zusammenhang mit dynamischen Einwirkungen aussagekräftiger ist.

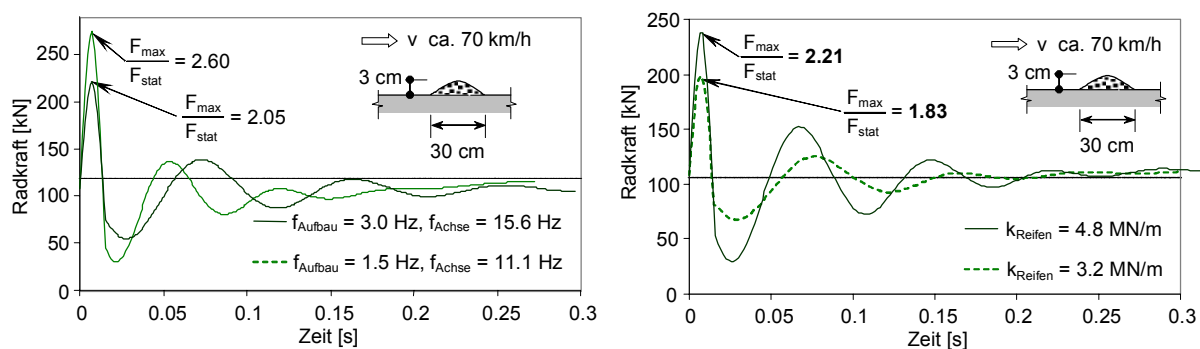


Bild 45: Einfluss der Steifigkeit auf den Vergrößerungsfaktor; links: Fahrzeug mit Luftfederung, rechts: Fahrzeug mit Blattfederung; Fahrt mit ca. 70 km/h über einen 3 cm hohen Buckel

Im Bild 45 links wird bei einem ‚luftgefederten‘ Modell die Eigenfrequenz  $f_{\text{Aufbau}}$  von 1.5 auf 3.0 Hz erhöht. Gleichzeitig wird der ‚Reifendruck‘ von normal (2 MN/m pro Zwillingreifen) auf überhöht (3 MN/m pro Zwillingreifen) geändert, wodurch  $f_{\text{Achse}}$  von 11.1 auf 15.6 Hz ansteigt. Die Zunahme der Eigenfrequenz  $f_{\text{Achse}}$  um 41 % bedeutet eine Zunahme der Steifigkeit  $k_{\text{Achse}}$  um 64%, wodurch bei statischer Belastung mit einer entsprechenden Vergrößerung der Reaktion zu rechnen wäre. Die Steigerung ist bei der dynamischen Einwirkung mit  $160\% / 105\% = 52\%$  etwas weniger ausgeprägt, der Einfluss der Steifigkeit ist jedoch deutlich. Rechts wird als Vergleich ein ‚blattgefedertes‘ Modell analysiert, bei dem die Steifigkeit der Reifen  $k_{\text{Reifen}}$  von 3.2 auf 4.8 Hz erhöht wird. Die 50%ige Zunahme der Steifigkeit  $k_{\text{Achse}}$  ist hierbei von einer fast ebenso hohen Zunahme des Vergrößerungsfaktors begleitet.

Sehr anschaulich lässt sich der Einfluss der Steifigkeit anhand eines Einmassenschwingers als Fahrzeugmodell zeigen. Das Modell, welches aus einer den Aufbau verkörpernden Masse und einem linearen Feder-Dämpfer-Element für Aufhängung und Reifen besteht, ist in Bild 46 links abgebildet. Das Modell wird durch eine Anfangsauslenkung impulsartig angeregt, und als Kennzahl wird die maximale ‚Radkraft‘ ausgewertet. Im Fall der weichen Feder ( $f_{\text{Fz}} = 1$  Hz) links entspricht die Anfangsauslenkung von 80 mm nur gerade  $\frac{1}{3}$  der statischen Auslenkung, und der Vergrößerungsfaktor der Radkräfte  $\Phi_{\text{RK}}$  beträgt 1.21. Bei der steifen Feder ( $f_{\text{Fz}} = 2$  Hz) übersteigt die Anfangsauslenkung die statische Verschiebung, und es resultiert ein Vergrößerungsfaktor  $\Phi_{\text{RK}} = 1.96$ .

Der Unterschied zwischen dem steifen und dem weichen Einmassenschwinger lässt sich in diesem Fall auch so erklären, dass das System in den zwei Fällen nicht gleich stark angeregt wird. Die gleiche Anfangsauslenkung bedeutet für den steifen Schwinger eine Zufuhr von wesentlich mehr Energie, wodurch es sogar zu anfänglichem Abheben kommt, und die Bewegung im ersten Moment dem freien Fall entspricht. Für den weichen Schwinger bedeutet sie nur eine verhältnismässig geringfügige Entlastung, und die Arbeit (= Energie) zum Aufbringen der Anfangsauslenkung ist um ein Vielfaches geringer.

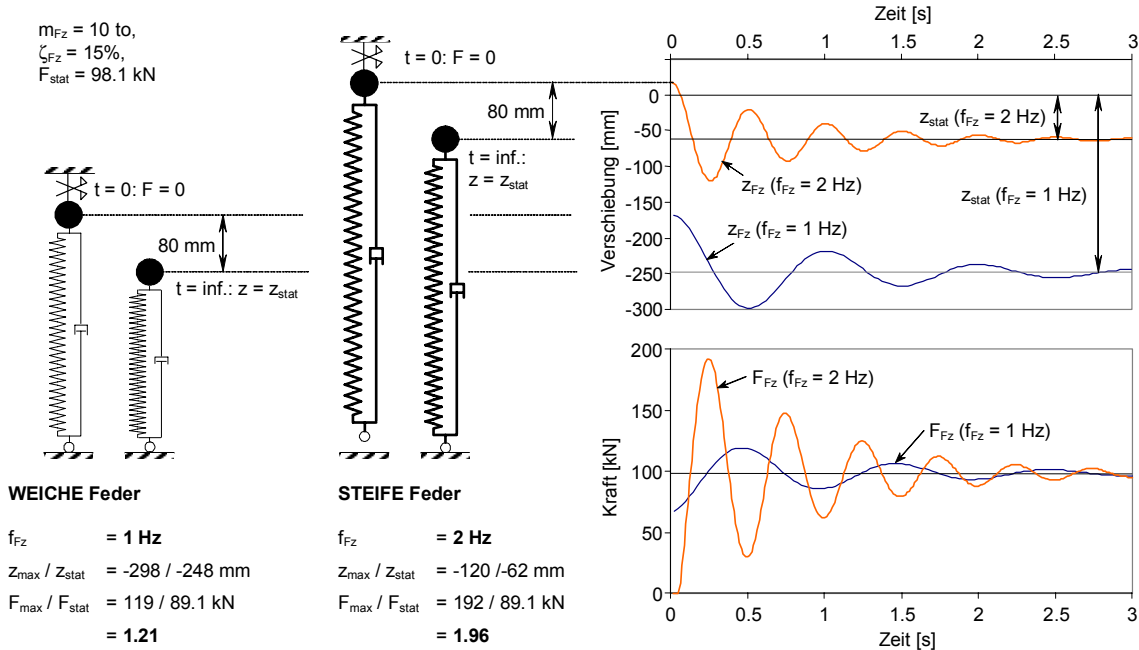


Bild 46: Einfluss der Federsteifigkeiten der „Aufhängung“ am Beispiel des vereinfachten Modells des Einmassenschwingers

### 3.4.4 Einfluss des Aufbaugewichts

Bereits im Abschnitt 3.4.2 wurde darauf hingewiesen, dass die dynamische Vergrößerung von Radkräften umgekehrt proportional zur statischen Achslast ist. Das heisst, je schwerer eine Achse beladen ist, desto geringer ist der Vergrößerungsfaktor. In der Folge wird sowohl für die Anregung durch spezielle als auch durch normale Fahrbahnunebenheiten untersucht, wie stark der Einfluss des Aufbaugewichts ist.

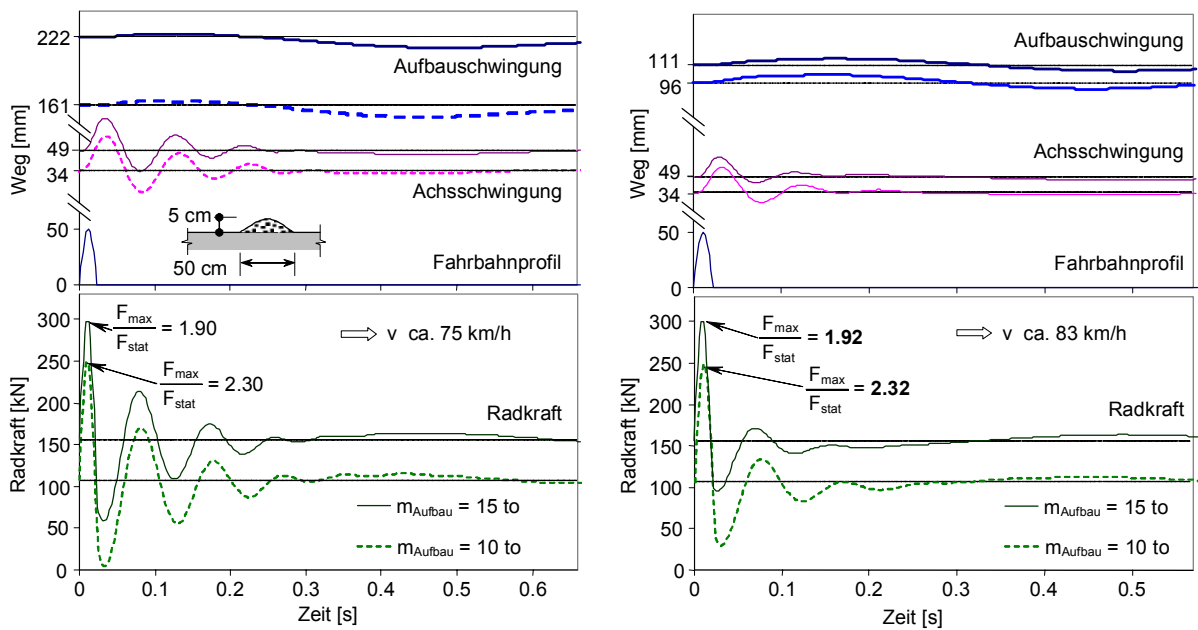


Bild 47: Einfluss des Aufbaugewichts; links: Fahrzeug mit Blattfederung, rechts: Fahrzeug mit Luftfederung; Fahrt mit ca. 80 km/h über einen 5 cm hohen Buckel

Bild 47 zeigt den Verlauf der Verschiebungen und der Radkräfte bei der „Fahrt“ eines Halbfahrzeugs über eine 50 mm hohe und 500 mm lange Erhebung. Links ist das „Fahrzeug“ mit einer

Blattfederung und rechts mit einer Luftfederung versehen. In beiden Fällen wird die Aufbaumasse von 10 auf 15 to erhöht. Die Beispiele zeigen, dass eine 50% höhere Aufbaumasse sowohl bei luft- als auch bei blattgederten Fahrzeugen zu einer 50% Abnahme des Vergrößerungsfaktors führt. Dies ist dadurch zu erklären, dass die Achsschwankungen bei schwereren Fahrzeugen in Bezug auf die statische Achslast weniger ins Gewicht fallen.

Um auf das Verhalten bei der Anregung durch normale Fahrbahnunebenheiten schliessen zu können, wurde für beide Fahrzeuge die Übertragungsfunktion der Radkräfte berechnet. Bild 48 zeigt links das Resultat für das luftgederterte und rechts für das blattgederterte „Fahrzeug“. Die Kurve für die höhere Aufbaumasse liegt in beiden Fällen deutlich unter derjenigen für die höhere Aufbaumasse, abgesehen von kleinen Frequenzverschiebungen im Bereich der Aufbaueigenfrequenz.

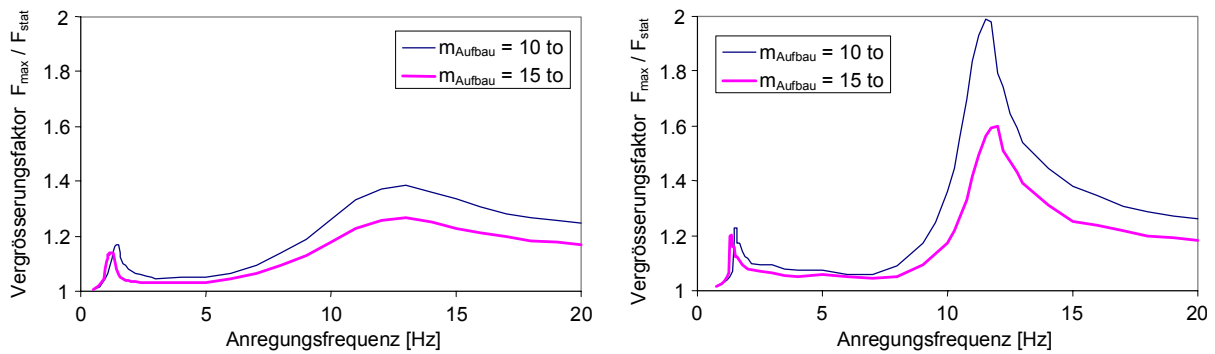


Bild 48: Einfluss der Aufbaumasse über das ganze Frequenzspektrum; links: Fahrzeug mit Luftfederung, rechts mit Blattfederung (Anregungsamplitude  $a_{Anr} = 5 \text{ mm}$ )

Besonders anschaulich lässt sich der Einfluss des Aufbaugewichts wieder anhand des Einmassenschwingers als Fahrzeugmodell zeigen. Bild 49 rechts zeigt dieses Modell, zusammen mit den in der Analyse verwendeten Werten der Parameter. Als Einwirkung dient eine Impulsanregung infolge einer Anfangsauslenkung. Links ist der Vergrößerungsfaktor der Radkräfte  $\Phi_{RK}$  in Funktion der Fahrzeugmasse und -steifigkeit aufgetragen. Die Abnahme von  $\Phi_{RK}$  mit zunehmendem Aufbaugewicht und abnehmender Federsteifigkeit ist deutlich zu erkennen. Beispielsweise reduziert sich  $\Phi_{RK}$  bei einem Fahrzeug mit  $m_{Fz} = 10 \text{ to}$  und  $f_{Fz} = 1.5 \text{ Hz}$  um ca. 30%, wenn die Aufbaumasse um 50% erhöht wird.

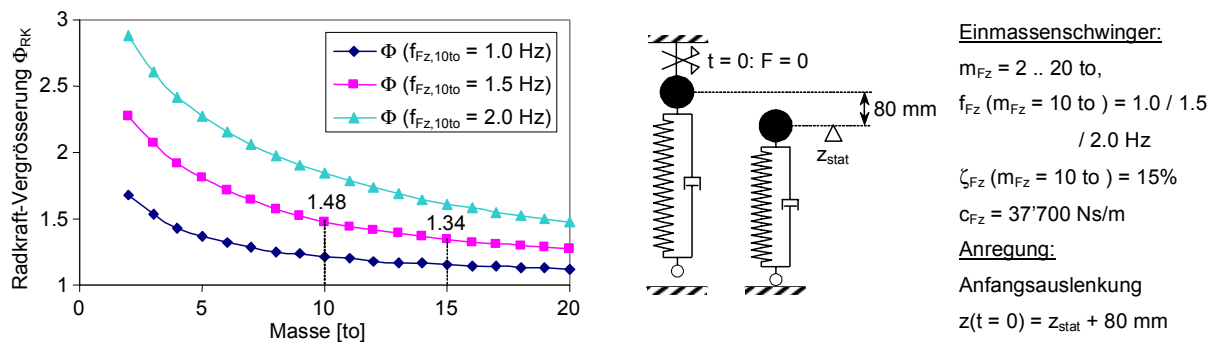


Bild 49: Vergrößerungsfaktor der Radkräfte in Funktion der Fahrzeugmasse und -steifigkeit

Wie Bild 50 zeigt, kann diese Abnahme zum einen durch die Verringerung der Eigenfrequenz  $f_{Fz}$  mit zunehmender Aufbaumasse und zum anderen durch die sinkende Bedeutung des dynamischen Anteils an der Maximalkraft erklärt werden. Ein gleich bleibender Vergrößerungsfaktor  $\Phi_{RK}$  bei steigendem Aufbaugewicht würde eine Zunahme des absoluten Werts der dynamischen Radkraft erfordern, was wiederum nur durch eine grössere Steifigkeit zu erreichen wäre. Damit muss jedoch nur im Fall eines Versagens einer Luftfederung gerechnet werden, was ein Aufsitzen der Aufbaumasse auf dem relativ harten Not-Gummidorn nach sich zieht (siehe Bild 214, Seite 210 und Bild 225, Seite 217).

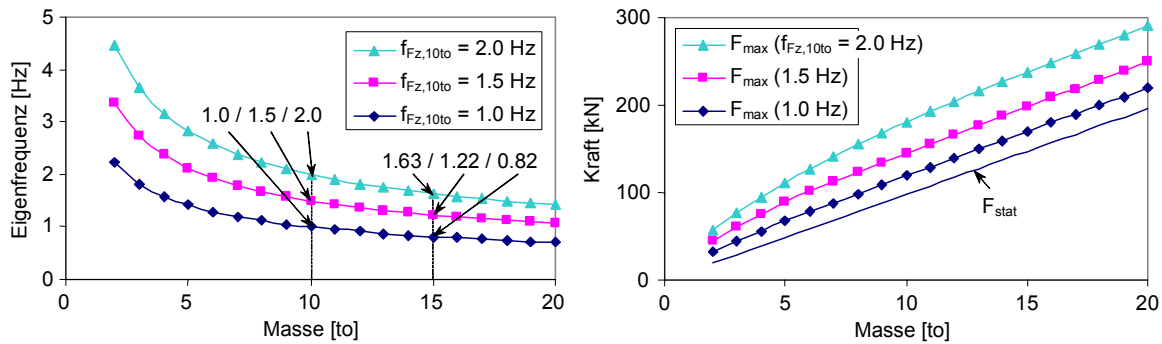


Bild 50: Eigenfrequenz (links) und statische und maximale Radkraft (rechts) in Funktion der Fahrzeugmasse und -steifigkeit

### 3.4.5 Einfluss der Form der Unebenheit

Bild 51 illustriert links die Fahrt über eine Erhebung und rechts über eine Vertiefung. Die Unebenheiten haben jeweils die Form einer halben Sinuskurve, mit einer Amplitude von 3 cm und einer Länge von 30 cm. In beiden Fällen wurde das Modell mit Luftfederung verwendet und die Fahrgeschwindigkeit zu ca. 50 km/h gesetzt. Bild 51 verdeutlicht, dass es auch im Fall von Vertiefungen zu einer Abnahme des Vergrößerungsfaktors bei einer Zunahme des Aufbaugewichts kommt. Im gezeigten Beispiel beträgt die Reduktion sowohl bei der Fahrt über die Vertiefung als auch über die Erhebung ca. 45%.

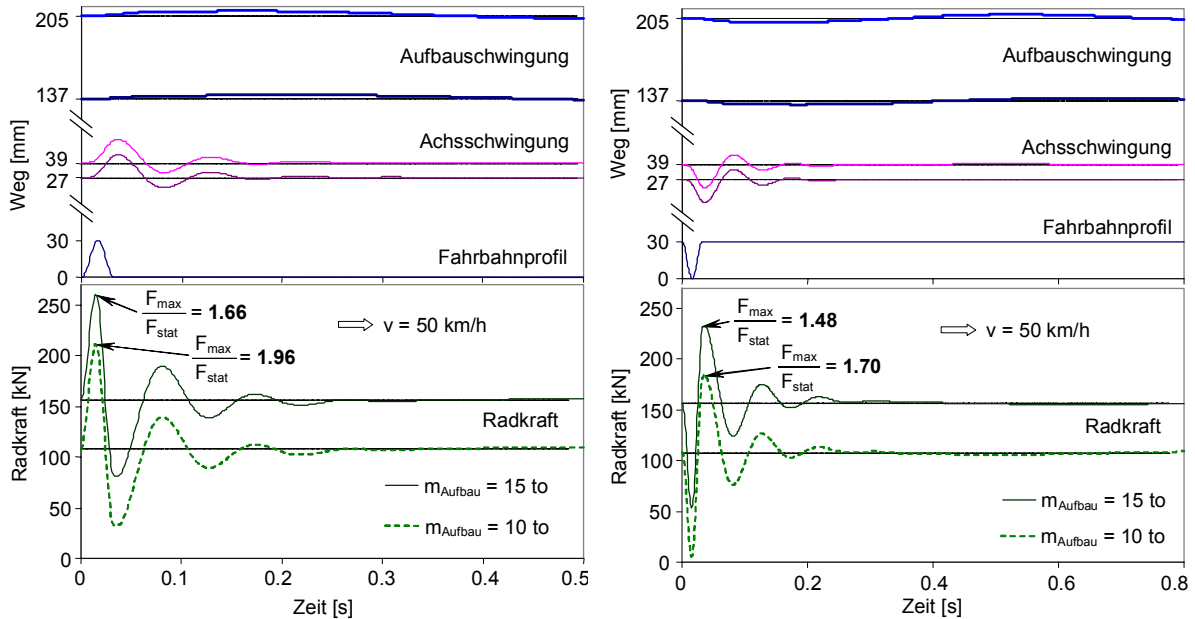


Bild 51: Vergleich der Radkräfte bei der Fahrt über Erhebungen (links) und Vertiefungen (rechts)

Um den Einfluss der Fahrgeschwindigkeit zu erfassen, zeigt Bild 52 den maximalen Vergrößerungsfaktor für das Spektrum von 5 bis 100 km/h. Links ist die Wirkung von Erhebungen unterschiedlicher Wellenlänge, und rechts die Wirkung von Vertiefungen abgebildet. Im Fall von Erhebungen nimmt der Vergrößerungsfaktor grundsätzlich mit der Fahrgeschwindigkeit zu und nähert sich dem in Abschnitt 3.4.2 genannten Grenzwert. Bei längeren Erhebungen stellt sich im Bereich einer bestimmten Geschwindigkeit eine ausgeprägte Überhöhung dieser Kurve ein. In diesem Bereich kommt es zu maximaler Anregung der Aufbaueigenschwingungen, wobei das Band der kritischen Geschwindigkeiten im Vergleich zum gesamten Geschwindigkeitsspektrum relativ eng ist.



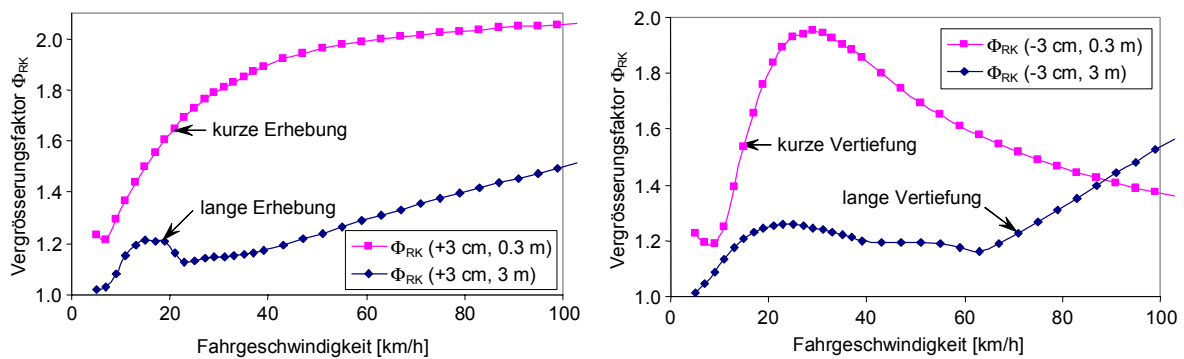


Bild 52: Vergleich der Radkräfte bei der Fahrt über unterschiedlich lange Erhebungen (links) und Vertiefungen (rechts) in Funktion der Fahrgeschwindigkeit

### 3.4.6 Einfluss der Anregungsfrequenz bzw. der Fahrgeschwindigkeit

Der Einfluss der Anregungsfrequenz = Fahrgeschwindigkeit dividiert durch die Wellenlänge lässt sich am besten mittels der Übertragungsfunktion darstellen. Bild 53 zeigt Übertragungsfunktionen für das Modell des Halbfahrzeugs in Abhängigkeit des Aufhängungsverhaltens: links für Luftfederung und rechts für Blattfederung. Die Übertragungsfunktionen wurden für verschiedene Anregungsamplituden berechnet, wodurch die Bedeutung der Grösse der Fahrbahnunebenheiten noch einmal verdeutlicht wird.

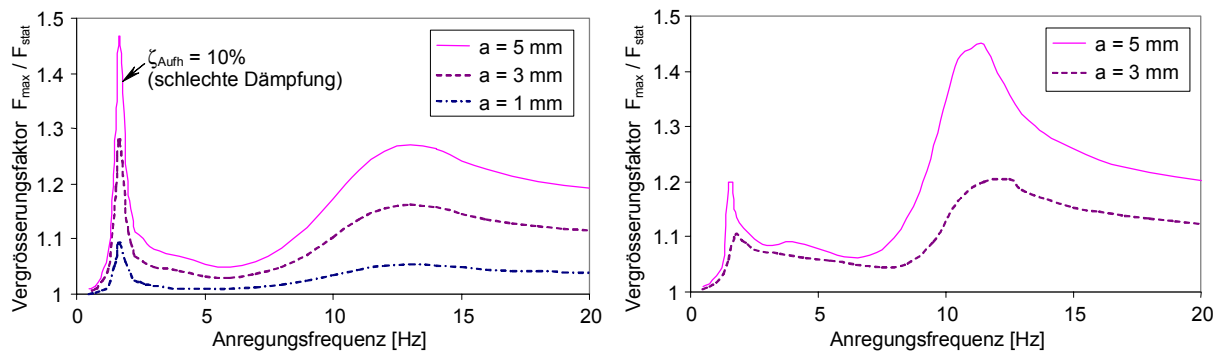


Bild 53: Übertragungsfunktion der dynamischen Radkräfte; links: Luftfederung, rechts: Blattfederung

Während es beim linearen Modell links zur grössten Radkraftspitze im Bereich der Grundfrequenz kommt, reagiert das Modell mit Blattfederung rechts wesentlich stärker im Bereich der hohen Anregungsfrequenzen. Da sich die Aufbaumasse bei hochfrequenter Anregung kaum bewegt, tritt nur schwache Dämpfung auf. Bemerkenswert ist im Fall der Blattfederung auch die überproportionale Zunahme des Vergrößerungsfaktors mit der Anregungsamplitude. Sie gilt jedoch nur für kleine Anregungsamplituden; bei stärkeren Auslenkungen der Achse tritt wieder die Dämpfung der Blattfederung wieder aktiviert.

Sowohl im Fall von Blatt- als auch im Fall von Luftfederungen sind die Frequenzbereiche mit maximaler Anregung offensichtlich relativ eng begrenzt. In jedem Fall von der ungünstigsten Anregungsfrequenz auszugehen, würde daher zu sehr konservativen Vergrößerungsfaktoren führen. Auf der anderen Seite kann das Fahrprofil einer spezifischen Brücke die stärksten Unebenheiten genau bei jenen Wellenlängen aufweisen, welche zusammen mit der üblichen Fahrgeschwindigkeit die ungünstigste Anregungsfrequenz für schwere Lastwagen ergibt. Die Spitzen dürfen daher auch nicht ganz vernachlässigt werden.

Signifikant anders sehen die Zusammenhänge bei der Fahrt über spezielle Fahrbahnunebenheiten aus. Bild 54 zeigt das Ergebnis von Simulationen anhand des „Halbfahrzeugs mit Luftfederung“ bei der Fahrt mit unterschiedlicher Geschwindigkeit über Erhöhungen und Vertiefungen. Im Fall von

Erhöhungen nimmt der Vergrößerungsfaktor grundsätzlich mit der Fahrgeschwindigkeit zu und nähert sich dem in Abschnitt 3.2.3 genannten Grenzwert. Im Umkreis einer bestimmten Geschwindigkeit stellt sich jedoch eine starke Überhöhung dieser Kurve ein. In diesem Bereich kommt es zu maximaler Anregung der Aufbaueigenschwingungen, wobei das Band der kritischen Geschwindigkeiten im Vergleich zum gesamten Geschwindigkeitsspektrum relativ eng ist. Die Erhöhung der Aufbaumasse von 10 auf 15 to hat wieder eine starke Verringerung des Vergrößerungsfaktors zur Folge.

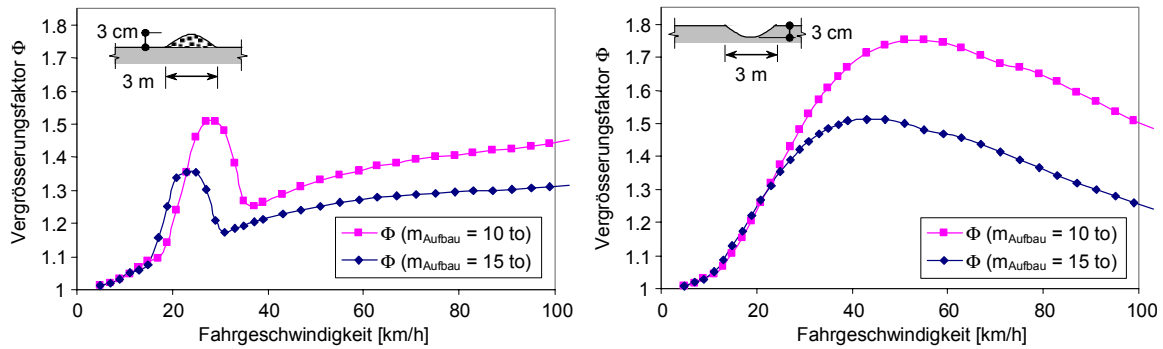


Bild 54: Maximale Radkraftvergrößerung bei Erhöhungen und Vertiefungen in Funktion der Fahrgeschwindigkeit

Ganz anders als bei Erhöhungen sieht der Verlauf des Vergrößerungsfaktors bei Vertiefungen auf. Die Simulation ergibt, dass die Radkraftvergrößerung im relevanten Geschwindigkeitsbereich zwischen 0 und 100 km/h bei Vertiefungen im Schnitt stärker ist als bei Erhöhungen. Der Bereich mit maximaler Vergrößerung ist dabei sehr breit. Im Fall von schwereren Fahrzeugen fällt die dynamische Vergrößerung wieder signifikant tiefer aus.

### 3.4.7 Einfluss der Dämpfung

Bei der periodischen Anregung von schwingungsfähigen Systemen hat die Dämpfung sehr grossen Einfluss auf die Spitzenwerte der Übertragungsfunktion. Der Maximalwert der Verschiebungen kann beim Einmassenschwinger mit der einfachen Beziehung  $a_{\text{dyn}} = 1 / (2 \cdot \zeta)$  abgeschätzt werden, und ist somit umgekehrt proportional zur Dämpfungsrate. Interessant ist daher vor allem, wie sich die Dämpfung bei der Anregung durch spezielle Fahrbahnunebenheiten auswirkt.

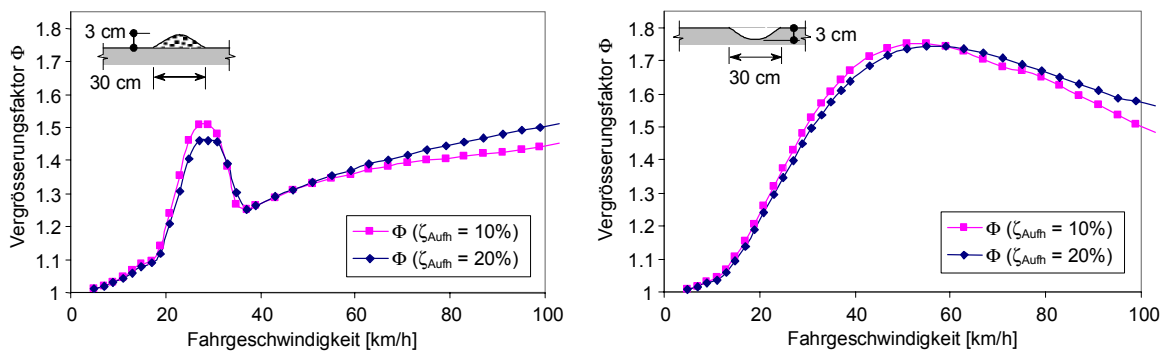


Bild 55: Einfluss der Dämpfungsrate der Aufhängung auf die Achskraftvergrößerung

Bild 55 zeigt die Fälle, welche bereits in Bild 54 untersucht wurden. Diesmal wird die Dämpfungsrate bei einer Aufbaumasse von 10 to von  $\zeta_{\text{Aufh}} = 10\%$  auf 20% erhöht. Während 10% einen tiefen Wert darstellt, ist 20% für Blattfedern ohne zusätzlichen Dämpfer ein relativ hoher Wert. Erstaunlicherweise ergeben die Berechnungen nur einen marginalen Unterschied bei Verdoppelung der Dämpfung. Nur bei Erhebungen im Fahrbahnprofil kommt es zu einer merklichen Verringerung der Spitze im unteren Geschwindigkeitsbereich. Bei hoher Geschwindigkeit nimmt der Vergrößerungsfaktor

rungsfaktor bei stärkerer Dämpfung generell zu, was sich jedoch erst ab ca. 80 km/h deutlich bemerkbar macht.

### 3.5 Radkraftvergrößerung bei Einzelachsen

#### 3.5.1 Ergebnisse der Parameterstudie

Die Ergebnisse der Parameterstudie in Abschnitt 3.4 lassen sich direkt auf Einzelachsen anwenden. Tabelle 2 fasst die Ergebnisse zusammen:

Einflussfaktor	Bedeutung	Bemerkung
Amplitude der Fahrbahnebenenheiten	sehr gross	absolut von grösster Bedeutung
Steifigkeit von Reifen und Aufhängung	gross	variiert bei Fahrzeugen normalerweise nicht sehr stark
Aufbaumasse	gross	Je grösser die Achslast, desto kleiner der Vergrößerungsfaktor
Form spezieller Unebenheiten	gross	Form und Länge haben einen grossen Einfluss
Anregungsfrequenz	mittel	je nach Fahrbahnprofil
Dämpfungsrate der Aufhängung	gross bis gering	je nach Art der Anregung

Tabelle 2: Einflussfaktoren bei der Radkraftvergrößerung von Einzelachsen

Aus dieser Zusammenfassung lässt sich schliessen dass es sehr schwierig ist, konkrete Vergrößerungsfaktoren für die Achskraftvergrößerung festzulegen. Zahlreiche Parameter wirken sich stark auf die maximale Vergrößerung aus, ohne dass sie sich auf einen beschränkten Wertebereich eingrenzen lassen. Um den Bereich wahrscheinlicher Werte einzuschränken, werden in der Folge die Resultate anderer Untersuchungen zusammengefasst.

#### 3.5.2 Vergleich mit anderen Untersuchungen

Anfangs der 1970er Jahre untersuchte J. Page von der Abteilung Brückenbau des Transport and Road Research Laboratory TRRL in Grossbritannien das dynamische Verhalten von Einzelachsen anhand eines Modells analog dem Halffahrzeug in Bild 27 [Page 1973a]. Er stellte fest, dass die maximale Radkraftspitze bei der Fahrt über starke Unebenheiten am stärksten von der Reifensteifigkeit und der Aufbaumasse beeinflusst wird. Die folgenden Radkraftspitzen sind besonders sensibel auf die Dämpfungsrate der Aufhängung. Ein Vergleich seiner Simulationen mit Messungen ergab eine gute Übereinstimmung. Bild 56 zeigt die durch ihn ermittelten, maximalen Vergrößerungsfaktoren in Funktion der Fahrgeschwindigkeit sowie der Reifensteifigkeit.

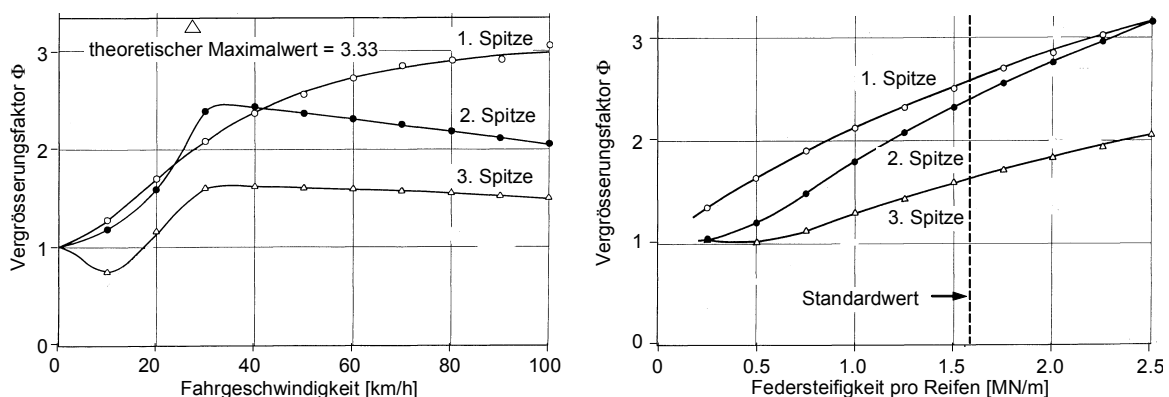


Bild 56: Einfluss der Fahrgeschwindigkeit (links) und der Reifensteifigkeit (rechts) auf den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  bei der Fahrt über eine 4 cm dicke und 25 cm breite Schwelle [Page 1973a]

Eine Untersuchung neueren Datums wurde in Australien durchgeführt [AP-T13 2002]. Sie basiert ebenfalls auf vereinfachten Fahrzeugmodellen. Bild 57 zeigt die maximalen Vergrößerungsfaktoren, welche in dieser Studie für sinusförmigen Erhebungen und Vertiefungen in Abhängigkeit von Wellenlänge und Höhendifferenz ermittelt wurden.

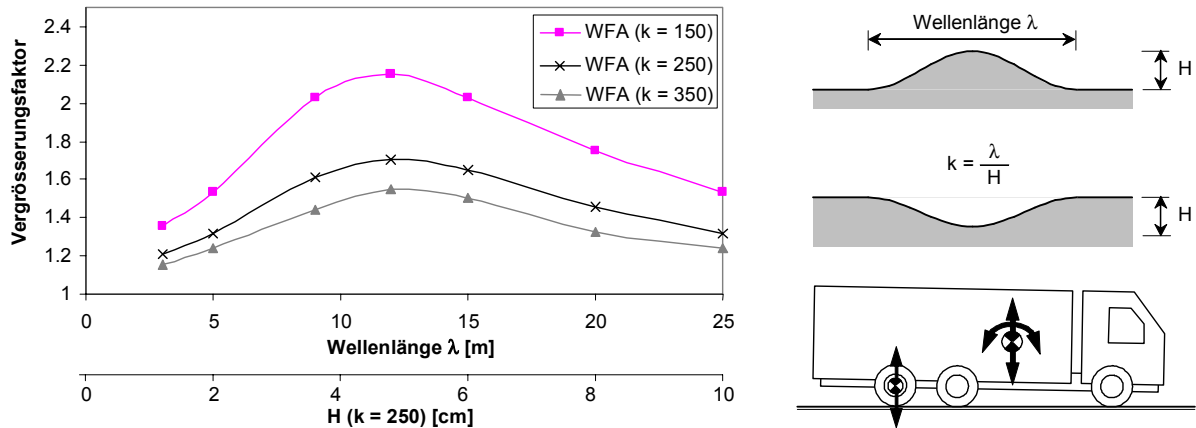


Bild 57: Indikative, maximale Achskraftvergrößerung infolge sinusförmiger Erhebungen oder Vertiefungen, gemäss [AP-T13 2002]

Die Werte in Bild 57 bewegen sich zwischen 1.2 und 2.2, wobei für Werte über 2.0 Höhenunterschiede von mehr als 6 cm erforderlich sind. Bei der Berechnung wurde eine typische Fahrgeschwindigkeit angenommen, weshalb die maximale Vergrößerung bei einer bestimmten Wellenlänge zu liegen kommt.

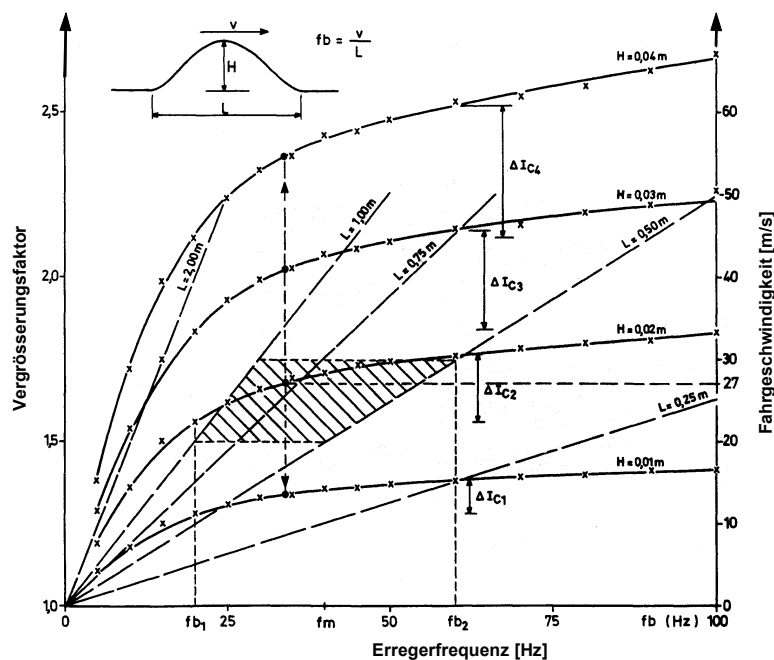


Bild 58: Indikative, maximale Achskraftvergrößerung infolge lokaler sinusförmiger Erhebung, gemäss [Clauwaert 1984]

Bild 58 zeigt die Resultate einer ausführlichen Parameterstudie zur Wirkung einer sinusförmigen Erhebung von 1 bis 4 cm Höhe, welche durch C. Clauwaert im Jahre 1984 in Belgien veröffentlicht wurde [Clauwaert 1984]. Es ist deutlich ersichtlich, dass der Höhenunterschied den grössten Einfluss auf den Vergrößerungsfaktor hat. Gemäss dem verwendeten Modell ist die Vergrößerung linear proportional zum Höhenunterschied, was auf das verwendete, lineare Modell für die Aufhängung zurückzuführen ist. Die angegebenen Werte für den Vergrößerungsfaktor liegen für Ge-

schwindigkeiten unter 30 m/s (108 km/h) unter 1.75. Ein Vergleich mit einer eigens durchgeführten Messkampagne ergab, dass die Genauigkeit der numerischen Resultate für den Vergrößerungsfaktor ca.  $\pm 0.1$  beträgt. Der schraffierte Bereich im Bild stellt gemäss Autor den Gültigkeitsbereich für Autobahnen dar, auf denen mit Geschwindigkeiten zwischen 20 und 30 m/s (72 bis 108 km/h) und Unebenheiten bis ca. 2.5 cm Höhe zu rechnen ist. Die Ergebnisse decken sich mehr oder weniger mit denjenigen in Bild 57.

In [Clauwaert 1984] wird auch die Wirkung von Längsprofilen untersucht, die sich aus einer Vertiefung und einer Erhebung zusammensetzen, um die Wirkung von Fahrbahnübergängen besser zu erfassen (Bild 59). Das Bild zeigt die Wirkung eines Fahrbahnprofils, das aus einer Vertiefung von 1 bis 4 cm Tiefe und einer unmittelbar darauf folgenden Erhebung von 1 cm Höhe, besteht. Für diesen Fall ergeben die Simulationen Vergrößerungsfaktoren zwischen 1.4 und 1.8, vorausgesetzt das Fahrzeug fährt mit 70 km/h.

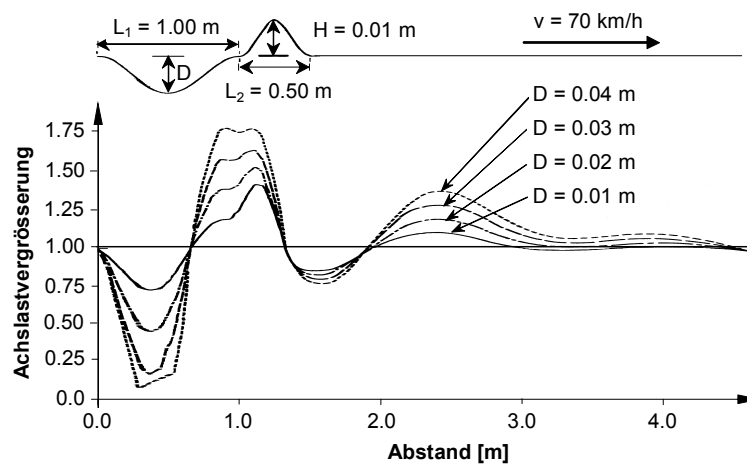


Bild 59: Achslastvergrößerung für ein Fahrbahnprofil mit einer Vertiefung, die unmittelbar von einer Erhebung gefolgt wird [Clauwaert 1984]

Die Wirklichkeit sieht jedoch noch wesentlich komplexer als in Bild 59 aus. In der Umgebung von Fahrbahnübergängen sind die verschiedensten Verläufe von Längsprofilen anzutreffen (Bild 60), die sich zudem je nach Tages- und Jahreszeit ändern können. Dabei stimmen die Profile für die linken und rechten Räder nicht unbedingt überein. Eine ebenso grosse Vielfalt ist bei den Eigenschaften der relevanten Fahrzeuge zu erwarten. Daher kann auch bei detailliertester Untersuchung nur ein Spektrum wahrscheinlicher Werte in Abhängigkeit der Grösse der Unebenheiten angegeben werden.

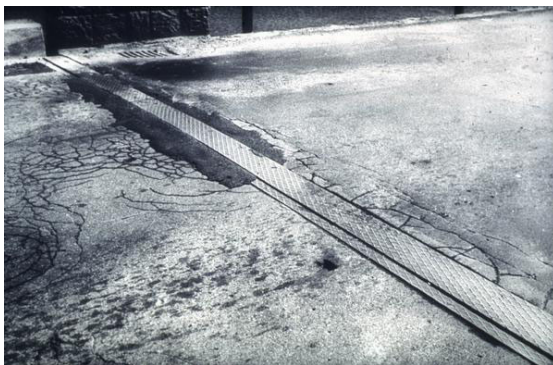


Bild 60: Fahrbahnübergänge und Schlaglöcher als Quellen von starken, lokalen Unebenheiten (Fotos mit freundlicher Genehmigung des IS-Beton, EPFL)

### 3.6 Radkraftvergrößerung bei Doppel-Achsguppen

In Bild 28 wurden bereits drei typische Konstruktionsformen für Doppelachsen aufgeführt, wobei gerade bei modernen Fahrzeugen auch bei Doppelachsen mit Luftfedern gerechnet werden muss. Untersuchungen haben gezeigt (z.B. [Page 1973b]), dass speziell bei Waagebalken-Aufhängungen mit extremen Radkraftvergrößerungen gerechnet werden muss, wenn keine oder unwirksame Dämpfer eingebaut sind. In diesem Fall kommt es zu starken Rotationsschwingungen um den Drehpunkt des Waagebalkens.

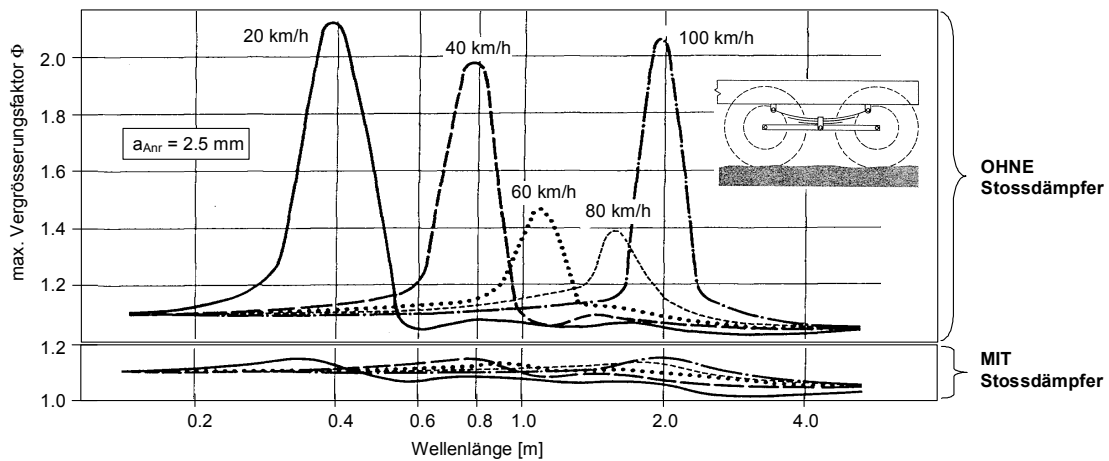


Bild 61: Übertragungsfunktionen für eine Waagebalkenaufhängung ohne / mit Stossdämpfern [Page 1973b]

Bild 61 zeigt Übertragungsfunktionen die J. Page anhand eines einfachen Fahrzeugmodells ermittelt hat. Die Eigenfrequenz der Rotationsschwingung liegt offensichtlich bei 100 km/h / (3.6 kms/hm) / 1.95 m = 14 Hz, und führt je nach Fahrgeschwindigkeit bei einer anderen Wellenlänge zu maximaler Radkraftvergrößerung. Der Verlauf der Spitzen illustriert sehr gut die Wirkung des Achsstandfilters. Gemäss Abschnitt 3.3.1 ist die Anregung am schwächsten, wenn die Wellenlänge einem Vielfachen des Achsabstands entspricht. Aufgrund der Übertragungsfunktionen in Bild 61 lässt sich daher schliessen, dass J. Page einen Achsabstand in Bereich von 1.5 m für sein Modell gewählt hat.

J. Page stellt das Verhalten des Modells ohne Dämpfung der Rotationsschwingungen dem Verhalten einer Konstruktion mit Dämpfern an beiden Achsen gegenüber (Bild 61 unten). Die Wirkung der Dämpfung ist drastisch, und die maximalen Vergrößerungsfaktoren reduzieren sich von mehr als 2 auf Werte unter 1.2. Beide Werte erscheinen etwas extrem. J. Page zeigt auch die Resultate der Berechnungen für einen anderen Typ von Achskonstruktionen, welcher zumindest vor 30 Jahren stark verbreitet war (Bild 62). Die Dämpfung erfolgt im gezeigten Fall nur durch die Reibung zwischen den Blattfedern, wodurch die maximalen Vergrößerungsfaktoren Werte im Bereich von 1.3 erreichen.

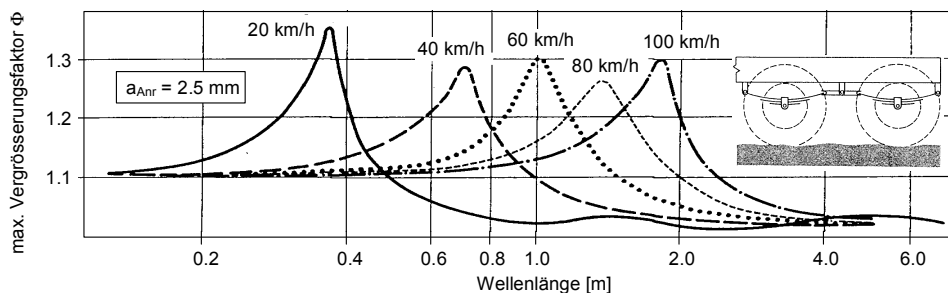


Bild 62: Übertragungsfunktionen für eine Doppel-Achsguppe [Page 1973b]

Im Fall von periodischer Anregung ist bei den besonders aggressiven Waagebalken-Aufhängungen offensichtlich, dass die Rotationsschwingung zu gleichzeitiger Belastung der einen und Entlastung der anderen Achse führt. Bei der Anregung durch spezielle Fahrbahnunebenheiten stellt sich die

Frage, ob es infolge der Überlagerung der (stossförmigen) Anregung zu einer Situation kommen kann, in der beide Achsen gleichzeitig eine extreme Vergrößerung erfahren. Aufgrund der optimalen Lastausgleichsvorrichtung lässt sich dies erwarten. Aus diesem Grund wurden die von J. Page und C. Broquet vorgeschlagenen Modelle für Doppel-Achsgruppen für die Anregung durch spezielle Fahrbahnnunebenheiten untersucht. Da die Parameterstudie in Abschnitt 3.4 keinen signifikanten Unterschied zwischen „luft- und blattgederten“ Modellen aufgezeigt hat, wurden die Modelle zwecks Vereinfachung für lineares Verhalten gemäss Luftfederungen analysiert.

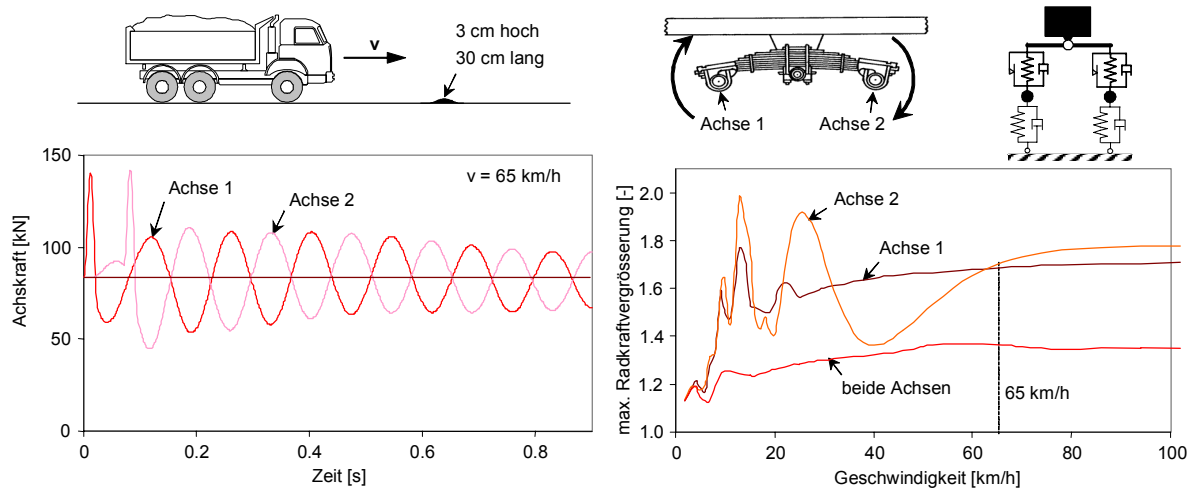


Bild 63: links: Radkraftverlauf bei der Überfahrt einer Tandem-Achsgruppe über eine lokale Erhebung; rechts: max. Radkraftvergrößerung für die einzelnen Räder sowie für beide zusammen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

Die zwei untersuchten Modelle für Waagebalken-Aufhängungen sind in Bild 63 und Bild 64 rechts oben skizziert. Sie werden in der Folge als „steifer“ und „biegsamer“ Waagebalken bezeichnet. In beiden Fällen wird die Fahrt über eine 3 cm hohe und 30 cm lange Erhebung mit der Form einer halben Sinuskurve simuliert. Bild 63 zeigt die Resultate der Simulation für den „weichen“ Waagebalken. Rechts ist der Verlauf der maximalen Radkraftspitzen in Funktion der Fahrgeschwindigkeit aufgetragen, und man erkennt, dass der Vergrößerungsfaktor für die Summe der Achskräfte nur sehr gering ausfällt. Ein Beispiel für den Radkraftverlauf bei einer bestimmten Geschwindigkeit ist im Bild links dargestellt. Die scharfen Spitzen bei der Passage über das Hindernis sind offensichtlich nur auf die Verformung der Reifen zurückzuführen; die Trägheit der Achse ist zu gross um darauf ohne Verzögerung zu reagieren.

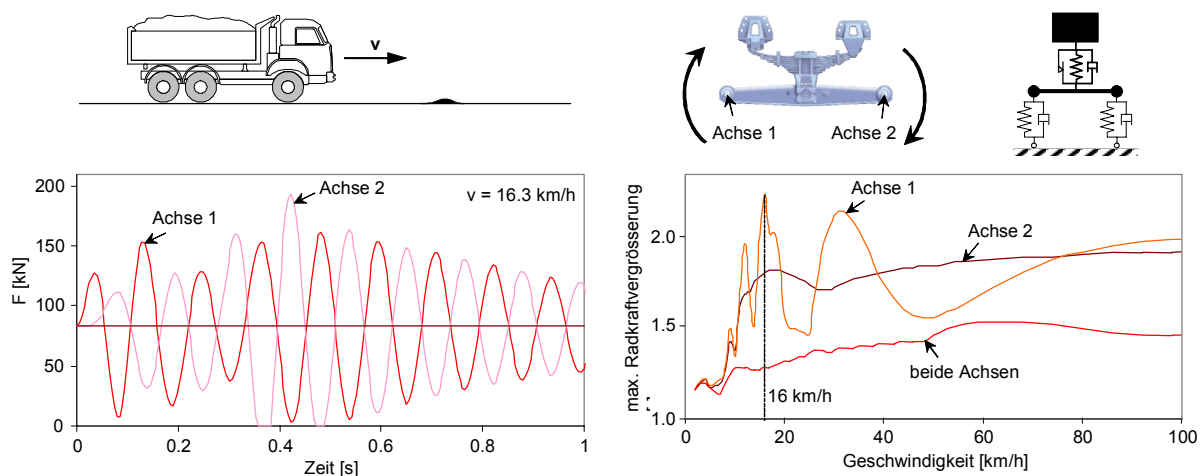


Bild 64: links: Radkraftverlauf bei der Überfahrt einer Tandem-Achsgruppe über eine lokale Erhebung; rechts: max. Radkraftvergrößerung für die einzelnen Räder sowie für beide zusammen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

Bild 64 zeigt die analogen Ergebnisse für den „steifen“ Waagebalken. Es erstaunt nicht, dass die maximalen Vergrößerungsfaktoren in diesem Fall höher ausfallen als für den „biegsamen“ Waagebalken. Es bestätigt sich, dass der Vergrößerungsfaktor für die Summe der beiden Achskräfte zu in jedem Fall wesentlich kleiner ist als die Vergrößerung für die einzelnen Achsen. Die Spitzen der Verläufe für die einzelnen Achsen bei der gleichen Geschwindigkeit  $v = 16 \text{ km/h}$  bedeuten nicht, dass in diesem mit gleichzeitiger, maximaler Anregung zu rechnen ist. Die Radkraftverläufe für diese Geschwindigkeit sind links gezeichnet und man erkennt deutlich, dass sich die Achsen jederzeit genau in die entgegengesetzt Richtung bewegen.

### 3.7 Radkraftvergrößerung bei Dreifach-Achsguppen

Die Radkraftvergrößerung bei Dreifach-Achsguppen wird anhand von Messungen analysiert, welche im Rahmen des Projekts OECD DIVINE erfolgten [Cantieni et al. 2000]. In diesem Fall wurden die Achskräfte aller drei Achsen einer Achsgruppe gemessen, wobei das Messverfahren aus einer Kombination von Dehnungs- und Beschleunigungsmessungen bestand. Beim Fahrzeug handelte es sich um einen Sattelschlepper mit analoger Achskonfiguration wie das Fahrzeug in Bild 30. Die Dreifach-Achsguppe ist jeweils auf den australischen, gesetzlichen Grenzwert von 200 kN beladen, was den Grossteil der Last des Aufliegers darstellt.

Bild 65 und Bild 66 zeigen den Verlauf der Achskräfte bei der Fahrt über eine Brücke mit einer Geschwindigkeit von ca. 60 km/m. Die Brücke besteht aus vier Einfachen Balken mit Spannweiten von 9.14 m, wobei die gezeigten Ausschnitte im ersten Feld beginnen. Im dritten Feld, das heisst bei ca. 3 bis 3.5 Sekunden gemäss den Messungen, überquert das Fahrzeug ein künstliches Hindernis in Form eines 4 cm hohen Bretts. Die Lage der Stützen ist mit vertikalen Linien markiert. Es ist kein Einfluss des dynamischen Verhaltens der Brücke zu erkennen. Hingegen weist die Brücke eine sehr unebene Fahrbahnoberfläche auf, was vor allem bei den Messungen für die blattgefederte Achsgruppe auffällt: Die Unebenheiten sind derart stark, dass die maximalen Radkraftvergrößerungen ca. gleich gross sind wie bei der Fahrt über das Brett.

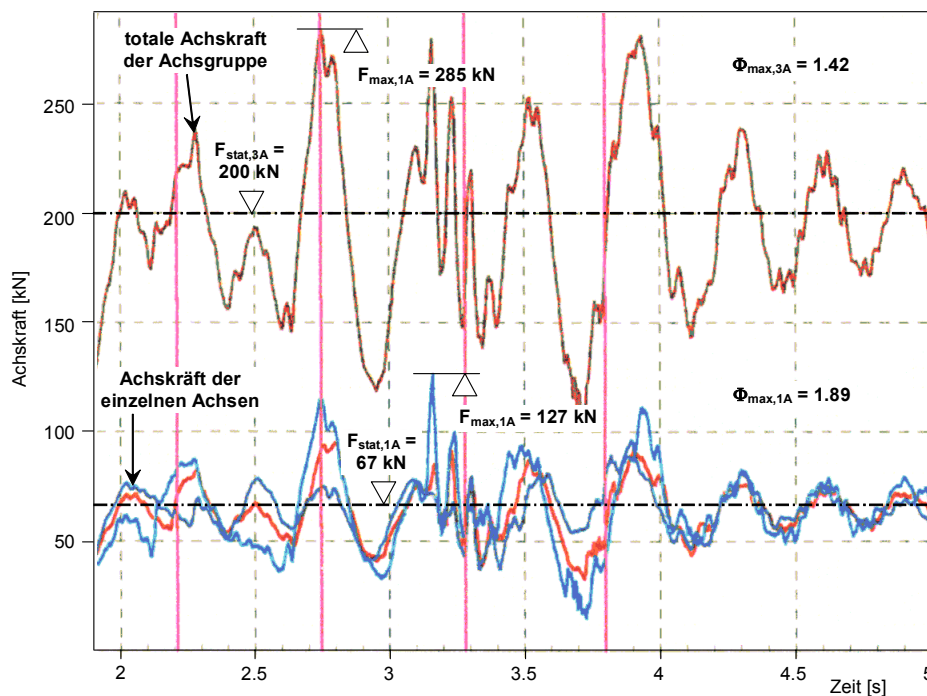


Bild 65: Verlauf der Achskräfte sowie deren Summe bei der Fahrt einer **blattgefederten** Dreifach-Achsgruppe über eine sehr unebene Fahrbahn mit einem künstlichen Hindernis (Messung aus [Cantieni et al. 2000])



Die Eigenfrequenzen des Aufliegers betragen 1.4 Hz mit Luftfederungen und 3.2 Hz mit Blattfederungen, die Dämpfungsraten liegen bei 35% (Luftfederungen) und 10 % (Blattfederungen). Damit entsprechen die Blattfederungen nicht den Anforderungen der Europäischen Union für „strassenfreundliche“ Aufhängungen, für welche eine minimale Dämpfungsrate von 20% vorgeschrieben ist. Viel wichtiger als die Dämpfungsrate ist jedoch deren Steifigkeit. Die 2.3-mal höhere Eigenfrequenz der Blattfederungen bedeutet eine 5.2-mal höhere Steifigkeit. Der maximale Vergrößerungsfaktor für einzelne Achsen erhöht sich daher von 1.55 bei der luftgefederten auf 1.89 bei der blattgefederten Achsgruppe. Für die totale Achskraft steigt er von 1.32 auf 1.42 an.

Die Messungen für beide Achsgruppen lassen erkennen, dass niemals die maximale Radkraftvergrößerung gleichzeitig bei allen Achsen auftritt, und die Vergrößerung für alle drei Achsen zusammen immer deutlich unter der Vergrößerung der einzelnen Achsen liegt.

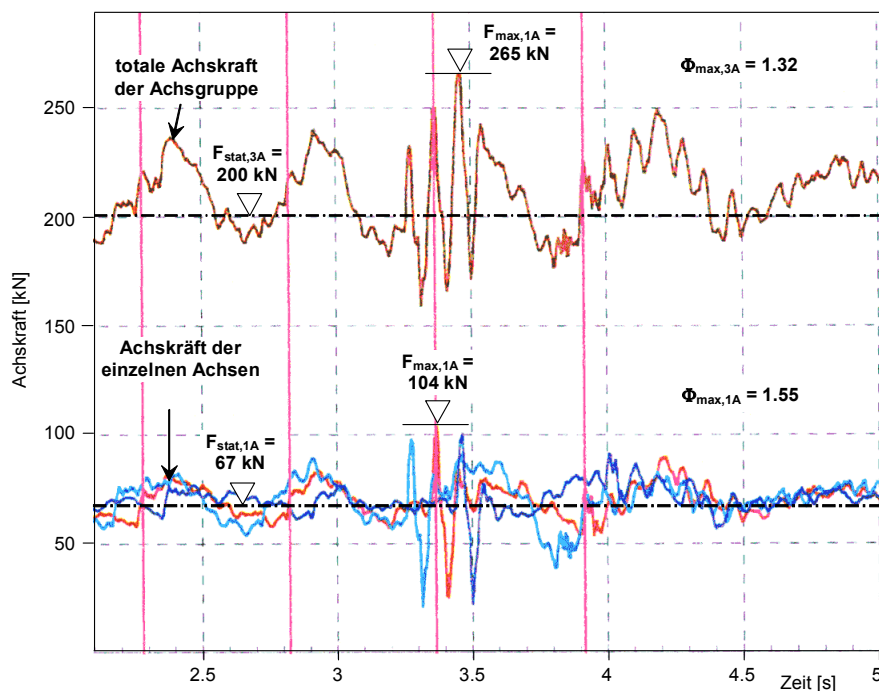


Bild 66: Verlauf der Achskräfte sowie deren Summe bei der Fahrt einer **luftgefederten** Dreifach-Achsgruppe über eine sehr unebene Fahrbahn mit einem künstlichen Hindernis (Messung aus [Cantieni et al. 2000])

### 3.8 Gemessene Achskraftvergrößerungen auf normalen Strassen

#### 3.8.1 Zur Messung von Radkräften

Die Berechnungen anhand von vereinfachten Modellen erlauben teilweise nur bedingt einen Rückschluss auf die in Wirklichkeit auftretenden Radkräfte. Wie Bild 67 zeigt, müssen nicht nur berechnete sondern auch gemessene Achskräfte mit gewisser Vorsicht interpretiert werden. Um die Messgenauigkeit der bekannten Verfahren zu bestimmen, verglich W.-D. Hahn diese mit den Resultaten von Kraftmessdosen und kam zum Schluss, dass nur mittels Messnaben über das gesamte, relevante Frequenzspektrum eine hohe Genauigkeit erreicht wird [Hahn 1991]. Beispielsweise ergibt sich für die von [Clauwaert 1984] gewählte Methode der Erfassung der Achsbeschleunigung bis zu 70% Fehler zu den wirklich auf die Fahrbahn übertragenen Kräften.

Neben den dargestellten Verfahren der Messung dynamischer Radkräfte wurde seither auch das alternative Verfahren eingesetzt, die Strasse über einen gewissen Abschnitt mit Wägelementen auszurüsten. Dies hat den grossen Vorteil, Messungen unter normalem Verkehr und nicht nur für ausgesuchte Fahrzeuge durchführen zu können. Der Nachteil ist die erhebliche Anzahl erforderlicher Sensoren und der Umstand, dass das Fahrprofil durch deren Anbringung verändert wird.

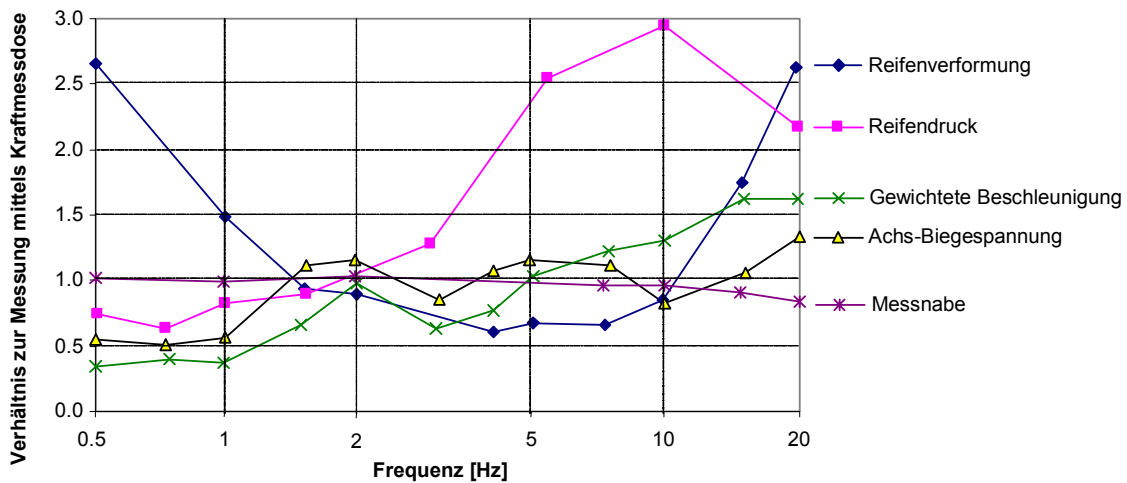


Bild 67: Genauigkeit verschiedener Systeme zur Messung dynamischer Radkräfte in Abhängigkeit der Erregerfrequenz gemäss [Hahn 1991]

Es ist wichtig zu berücksichtigen, was bei Messungen dynamischer Radkräfte erfasst wird. Die Radlastvergrößerung ergibt sich nicht nur aus der Anregung von Schwingungen durch Fahrbahnunebenheiten, sondern auch aus dem Fahrtwind, allfälligem Fahrbahngefälle sowie Längs- und Querbewegungen. Im Normalfall von Fahrt mit konstanter Geschwindigkeit auf ebener Fahrbahn überlagern sich somit folgende Effekte (Bild 68):

- Antriebsbeschleunigung: Gewichtsverlagerung von der Vorder- auf die Hinterachse (Drehmomentsreaktion)
- Fahrtwind: Gewichtsverlagerung von der Vorder- auf die Hinterachse (aerodynamisches Nickmoment)
- Schwingungen infolge von Fahrbahnunebenheiten

In der Regel verlaufen Strassen nicht ständig gerade und weisen zwecks Entwässerung ein Gefälle auf. Im Normalfall kann jedoch davon ausgegangen werden dass das Gefälle gering ist bzw. ein bedeutendes Quergefälle der Kompensation der Fliehkraft dient.

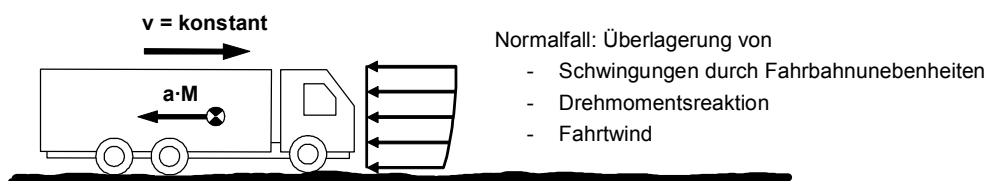


Bild 68: Effekte bei gerader Fahrt auf ebener Fahrbahn mit konstanter Geschwindigkeit

### 3.8.2 Messungen durch P. Sweatman in Australien

P. Sweatman untersuchte 5 verschiedene Doppel- und 4 verschiedene Dreifach-Achsrgruppen auf deren dynamisches Verhalten. Da er nur eine Messnabe zur Verfügung hatte, lassen die Messungen nur Aussagen über das Verhalten einzelner Achsen in Achsrgruppen zu. Die gewählten Fahrgeschwindigkeiten lagen zwischen 40 und 80 km/h, und die befahrenen Strassenabschnitte wiesen sehr gute bis sehr schlechte Belageebenen auf. Der Reifendruck der Zwillingreifen wurde zwischen Normaldruck (480 kPa) und Überdruck (690 kPa) variiert. Die Auswertung der Radkraftverläufe im Zeitbereich lieferte den Variationskoeffizienten der dynamischen Radkräfte (Standardabweichung dividiert durch den Mittelwert) sowie den Lastverteilungskoeffizienten. Die statischen Achslasten betragen den gesetzlichen Grenzwert von 147 kN (15 to) bei den Doppel- und 177 kN (18 to) bei den Dreifach-Achsrgruppen.

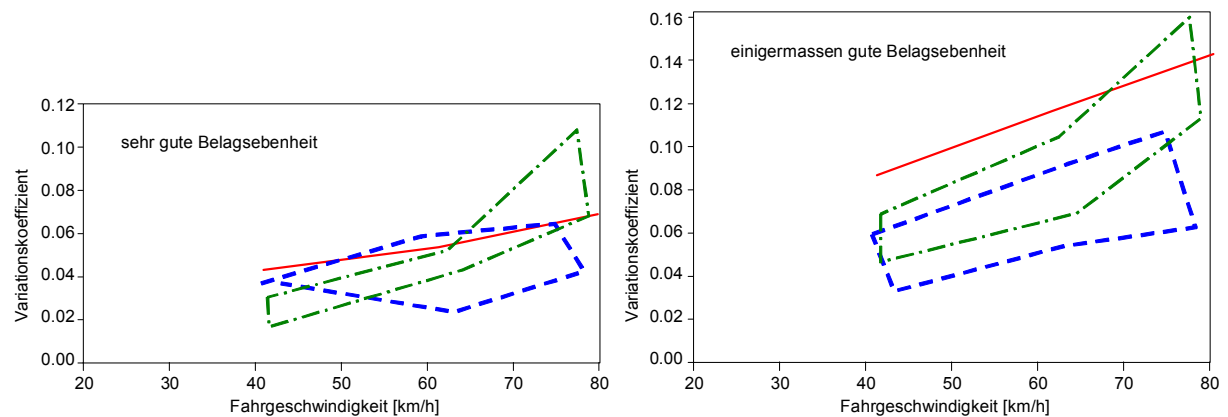


Bild 69: Ergebnisse der Messungen an 9 verschiedenen Doppel- und Dreifach-Achsguppen [Sweetman 1983]

Die durchschnittliche Radkraft wich bei 7 der 9 getesteten Räder weniger als 10% von der statischen Radlast ab. Bei zwei Doppelachsen betrug die Differenz 20%, das heisst eine Achskraft war bei der Fahrt durchschnittlich um den Faktor 1.2 grösser als im Ruhezustand. Bild 69 zeigt zwei Beispiele der ermittelten Variationskoeffizienten, links für sehr gute und rechts für mittlere Belagsebenheit. Die untersuchten Achsgruppen wurden dabei in drei Gruppen zusammengefasst. Die Bilder zeigen den Einfluss der drei dominanten Parameter, (1) der Unebenheit, (2) der Fahrgeschwindigkeit und (3) des Reifendrucks. Die untere Begrenzung der für die jeweilige Gruppe umschlossenen Fläche gilt für Normaldruck, und die obere für Überdruck. Für eine Gruppe liegen nur die Resultate für einen Reifendruck vor, weshalb statt einer Fläche eine Linie gezeigt ist. Für gute Belagsebenheit liegt der Variationskoeffizient grossteils zwischen 0.02 und 0.10, für mittlere Ebenheit zwischen 0.04 und 0.14.

### 3.8.3 Messungen des Instituts für Kraftfahrwesen der Universität Hannover

In der Folge wird genauer auf eine Messkampagne des Instituts für Kraftfahrwesen der Universität Hannover eingegangen, welche 1985/86 durchgeführt wurde [Hahn 1986]. Es wird angenommen, dass sich die Fahrzeugtechnik – im speziellen die Aufhängungskonstruktionen – über die letzten 15 Jahre nicht grundlegend verändert hat, bzw. noch viele Fahrzeuge mit vergleichbaren Eigenschaften in Betrieb sind. Die Untersuchung beruht auf der Messung der dynamischen Radkräfte mittels Messnaben und erlaubt eine Differenzierung der Radkräfte nach

- Qualität der Fahrbahn,
- Art der Aufhängung,
- Anzahl der Achsen und
- Fahrgeschwindigkeit.

In der Untersuchung werden drei Strassenkategorien nach Grösse der Fahrbahnebenheiten unterschieden, deren spektrale Dichte zwar nicht gemessen wurde, aber durch Vergleiche mit vermessenen Versuchsstrecken geschätzt wurde. Stark vereinfachend wird die Standardabweichung der Fahrbahnebenheiten angegeben.

- „gute“ Autobahn: Standardabweichung ca. 2 bis 3 mm
- „mittelgute“ Autobahn: Standardabweichung ca. 4 bis 5 mm
- „schlechte“ Autobahn: Standardabweichung ca. 6 bis 8 mm

Bei Fahrten auf Autobahnen wurden im Vergleich zu Versuchsstrecken eine Anzahl singulärer, besonderer Unebenheiten angetroffen, die nicht einer Normalverteilung entsprechen. Dadurch wiesen die dynamischen Radkräfte mit Häufigkeiten unter etwa 0.5 bis 1 % beträchtlich grössere Werte aus, als es einer Normalverteilung entsprechen würde.

Die nachstehende Tabelle zeigt, welche maximalen Vergrößerungsfaktoren für Einzel-, Doppel- und Dreifachachsen in Abhängigkeit der Strassenkategorie in Messungen bestimmt wurden. Die Werte gelten für den ganzen untersuchten Geschwindigkeitsbereich (30 bis 90 km/h) und für alle untersuchten Aufhängungstypen (Blatt- und Luftfederung, mit und ohne hydraulische Dämpfer).

Achstyp	„gute“ Strasse	„mittelgute“ Strasse	„schlechte“ Strasse
Einzelachsen	1.3 ÷ 1.4	1.3 ÷ 1.6	bis 1.8
Doppelachsen	1.25 ÷ 1.5	1.25 ÷ 1.75	1.6 ÷ 2.25
Dreifachachsen	1.2 ÷ 1.5	1.3 ÷ 1.5	bis 2.0

Tabelle 3: Maximale, gemessene Vergrößerungsfaktoren gemäss [Hahn 1986]

Generell wurde beobachtet, dass die dynamischen Radkräfte auf „guter“ und „mittelguter“ Fahrbahn von den Aufbauschwingungen um 2 Hz bestimmt werden, während auf „schlechter“ Fahrbahn relativ schnelle Radkraftschwankungen im Bereich der Achseigenfrequenz von 12 bis 15 Hz dominieren (Bild 70). Deren Grösse wird in erster Linie durch die Reifenfederhärte bestimmt und nicht so sehr durch die Aufbaufederung.

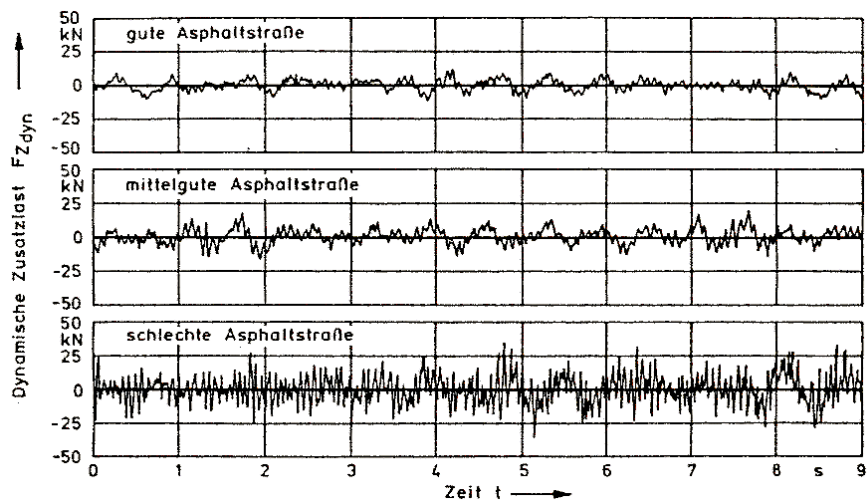


Bild 70: Beispiele von Radkraftverläufen bei Messung auf guter, mittelguter und schlechter Strasse [Hahn 1986]

Bei blattgederten Achsen traten auf „guter“ und „mittelguter“ Fahrbahn vorrangig die durch die Reifen bestimmten Schwingungen um 2.5 bis 3 Hz auf, verursacht durch Reibungsdämpfung in den Blattfedern mit Teilblockade der Feder. Nur bei „schlechter“ Fahrbahn kam es auf kurzen Teilabschnitten zu Wankschwankungen der Achsen, ansonsten waren die Kräfte der rechten und linken Räder immer in Phase. Der Einfluss der Aufbaufederung auf die Höhe der dynamischen Radkräfte ist nicht einheitlich. Vorwiegend ergaben weichere Aufbaufedern in Verbindung mit hydraulischen Dämpfern die kleineren Amplituden, insbesondere auf „guter“ und „mittelguter“ Fahrbahn.

Auf „schlechter“ Strasse wurden noch merkliche Frequenzanteile zwischen 20 und 40 Hz festgestellt, während das Radkraftspektrum ansonsten bei 20 Hz aufhörte (siehe Bild 71).

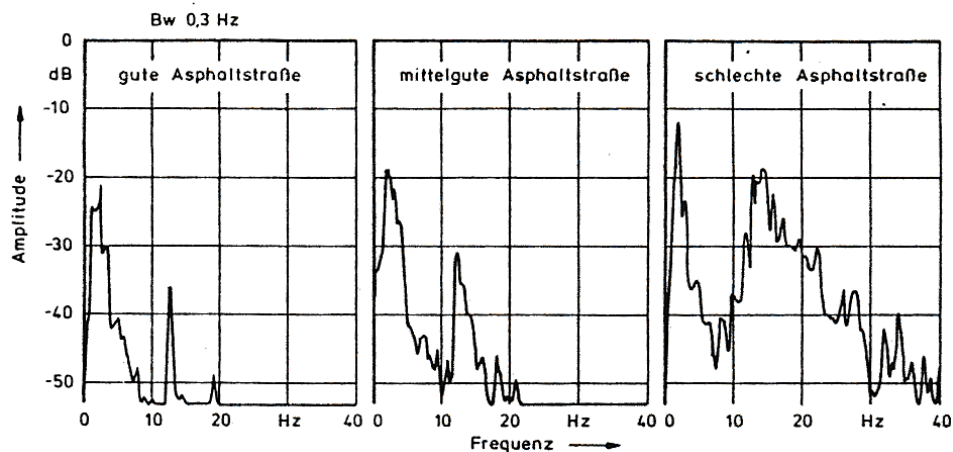


Bild 71: Beispiele von Radkraftspektren über Messungen auf guter, mittelguter und schlechter Strasse [Hahn 1986]

Die dynamischen Radkräfte nehmen mit steigender Geschwindigkeit zu. Die Zunahme erfolgt generell proportional zur Wurzel der Fahrgeschwindigkeit. Vielfach erfolgt sie jedoch auch direkt proportional zur Fahrgeschwindigkeit (speziell bei Dreifachachsen) oder weist in bestimmten Geschwindigkeitsbereichen Radkraftüberhöhungen infolge resonanzähnlicher Vorgänge auf (siehe Bild 72).

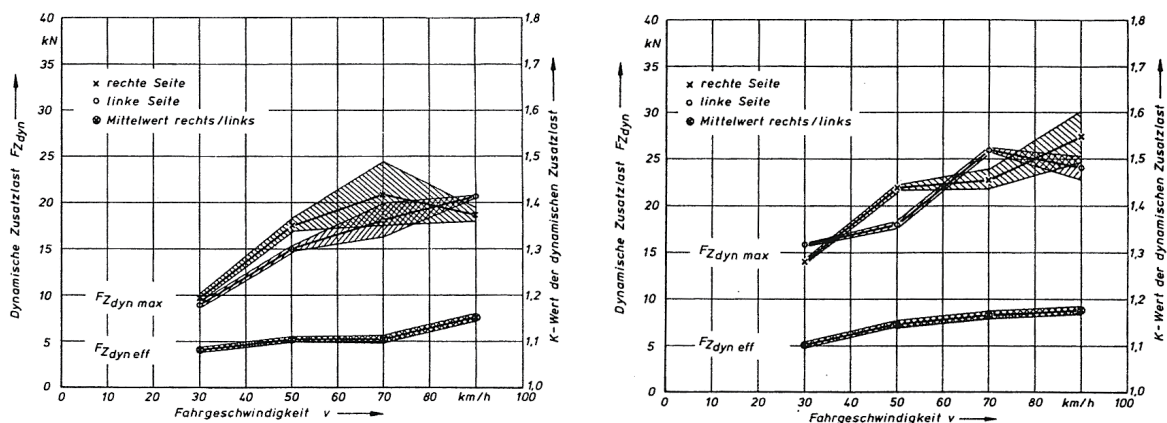


Bild 72: Beispiele der dynamischen Vergrößerung von Radkräften in Funktion der Fahrgeschwindigkeit; links Messungen auf guter, rechts auf mittelguter Strasse [Hahn 1986]

### 3.8.4 Andere Messungen

In der Schweiz wurden im Rahmen der Versuche an der Bergspurbrücke Deibüel ausgedehnte Radkraftmessungen durchgeführt ([Cantieni 1988], [Cantieni et al. 2000]). Die Radkräfte wurden im ersten Fall aufgrund der Reifenverformungen und im zweiten Fall mittels Beschleunigungsmessungen kombiniert mit Schub-Dehnungsmessungen bestimmt. Die Auswertung erstreckte sich nur auf die Bestimmung der Standardabweichung, jedoch nicht auf die Maximalwerte.

- In [Cantieni 1988] sind Ergebnisse für blattgefederte Fahrzeuge mit Geschwindigkeiten bis 60 km/h beschrieben. Die Standardabweichungen betragen 10 bis 20 % des Mittelwertes, was auf maximale Vergrößerungsfaktoren zwischen 1.3 und 1.6 schliessen lässt. Gemessen wurden diese Werte auf einem Fahrprofil das gemäss [SNV Norm 640 521a (1977)] gerade noch als akzeptierbar für Hochleistungsstrassen einzustufen war.
- In [Cantieni et al. 2000] wird die Standardabweichung der gemessenen Radkräfte zu etwa 6 % bei 60 km/h angegeben, wobei die Fahrbahnebenheit die höchsten Anforderungen gemäss der ISO Norm für Fahrbahnebenheit ISO/TC 108 [ISO 1995] erfüllte.

Messungen jüngerer Datums [Cebon 1999] zeigen, dass die höchsten dynamischen Achskraftvergrößerungen nicht bei den eher steifen Blattfedern zu erwarten sind, sondern bei schlecht eingestellten Luftfedern. Luftfedern sind im Vergleich zu Blattfedern weich, benötigen jedoch zur Tilgung der starken Schwingungen Stossdämpfer. Richtig eingestellte Stossdämpfer bewirken, dass Schwingungen sehr schnell abklingen, damit rasch aufeinander folgende Unebenheiten nicht zu einer übermässigen Anregung führen. Es stellt sich die Frage, ob bei extrem schweren Fahrzeugen eher mit gut oder schlecht eingestellten Aufhängungen zu rechnen ist. Zwei Hypothesen sind möglich:

- Überladene, das heisst illegal verkehrende Fahrzeuge werden besser auf gut funktionierende Aufhängungen überprüft, um nicht noch Probleme der Frachtsicherheit oder der Fahrzeugstabilität zu riskieren. Aufgrund der Überladung kann nicht damit gerechnet werden, dass allfällige Zwischenfälle von einer Versicherung gedeckt werden.
- Ausgerechnet bei stark überladenen Fahrzeugen ist damit zu rechnen, dass diese nicht ordnungsgemäss funktionieren, da Überladung wahrscheinlich ungeplant und ein Zeichen schlechter Kontrolle sind. Zudem sind Fahrzeuge nicht für Belastungen ausgelegt, welche stark über die gesetzlichen Beschränkungen hinausgehen, wodurch die Aufhängungen in diesem Fall sprichwörtliche „am Anschlag“ sind.

Relevant ist diese Fragestellung, wenn die Aufbauschwingungen gegenüber den Achsschwingungen dominieren; die Achsschwingungen werden durch die Dämpfung des Aufbaus nur relativ geringfügig beeinflusst. Da die normalen Fahrbahnunebenheiten, welche für Aufbauschwingungen verantwortlich sind, in der Schweiz wegen des hohen Niveaus der Belageebene gering sind, wird allgemein nur mit einer geringen Bedeutung der Aufbauschwingungen gerechnet.

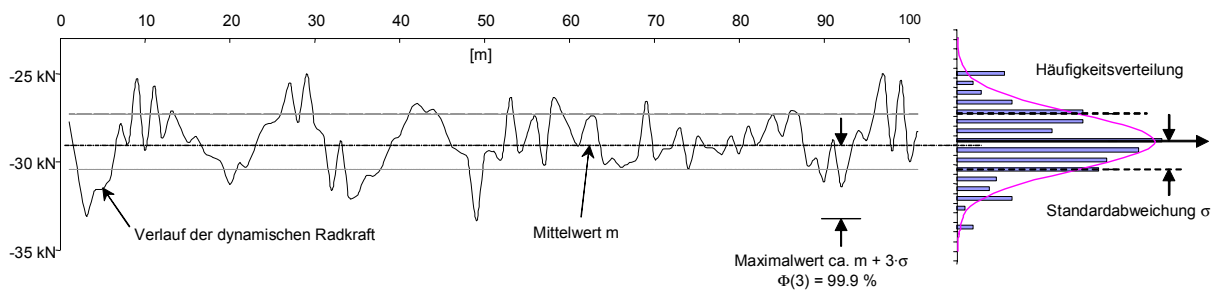


Bild 73: Radkraft-Verlauf und Veranschaulichung der Kennwerte in der Häufigkeitsverteilung (Analyse im Zeitbereich)

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Standardabweichung der gemessenen Achskräfte in allen vorliegenden Versuchsberichten typischerweise zu etwa 10 bis 30% der statischen Last angegeben wird, für Waagebalkenaufhängungen zu 40% [Cebon 1999]. Bei diesen Angaben wird nicht auf die statische Achslast Rücksicht genommen. In Übereinstimmung mit den Eigenheiten von Gauss'schen Normalverteilungen wird für die Spitzenwerte ein Faktor von 3 angegeben (Bild 73). Dies bedeutet, dass bei Standardabweichungen von 40 % – also Spitzenwerten von 2.2 – die Räder während eines merklichen Anteils der Fahrzeit nicht in Kontakt mit der Strasse sind.

### 3.9 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde gezeigt, dass die grosse Zahl und Variabilität der Parameter sowie eine Reihe beteiligter Phänomene die genaue Erfassung der Radkraftvergrößerung infolge von Fahrbahnunebenheiten relativ schwierig macht. Als wichtigste Faktoren wurden Gewicht und Steifigkeit der Fahrzeuge sowie die Grösse der Fahrbahnunebenheiten identifiziert. Da grosse Höhenunterschiede bei normalen Fahrbahnunebenheiten generell für lange Wellen zu erwarten sind, werden spezielle Fahrbahnunebenheiten massgeblich.

Erwartungsgemäss wirkt sich eine hohe Steifigkeit des Fahrzeugs durch eine Verstärkung der Radkraftvergrösserung aus. Von grösster Bedeutung für den Tragsicherheitsnachweis ist, dass der Vergrösserungsfaktor mit zunehmendem Fahrzeuggewicht abnimmt. Während Aufbauswingungen selten dynamische Vergrösserungen von mehr als 50% bewirken, kann es durch starke Anregung von Achsswingungen zu mehr als eine Verdoppelung der statischen Radlast kommen. Die aggressiven Achsswingungen fallen bei extrem schweren Fahrzeugen jedoch weniger ins Gewicht.

Die Analyse der Radkräfte bei Doppel- und Dreifach-Achsgruppen zeigt, dass in keinem Fall davon ausgegangen werden muss, dass die maximale Radkraftvergrösserung für mehr als eine Achse gleichzeitig eintritt. Für die Summe der Radkräfte liegt der maximale Vergrösserungsfaktor ganz deutlich unter den Maximalwerten für die einzelnen Achsen.

Von grösster Bedeutung ist das Vorhandensein von speziellen Fahrbahnunebenheiten. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass sehr ausgeprägte Unebenheiten durch den Unterhalt behoben werden, da diese den Fahrkomfort verringern oder sogar die Autofahrer erschrecken und Verkehrsunfälle nach sich ziehen. Folglich wird im Zusammenhang mit starken Unebenheiten angenommen, dass 1. ein gleichzeitiges Auftreten eines extrem schweren Lastwagens unwahrscheinlich ist, und 2. weniger als 50'000 Lastwechsel von schweren Lastwagen erreicht werden. Ausserdem wird berücksichtigt, dass der Lastwagen die Fahrbahn infolge der Unebenheit nicht unbedingt an ungünstigster Stelle belastet.

Die Überwachung bzw. der Unterhalt der Strassen sind daher entscheidend dafür verantwortlich, mit welchen Achskraftvergrösserungen zu rechnen ist [AP-T13 2002].

## 4 Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau

### 4.1 Übersicht

In diesem Abschnitt wird darauf eingegangen, wie stark Strassenbrücken durch überfahrende Schwerfahrzeuge zu Schwingungen angeregt werden und welche Bedeutung dies für den Nachweis der Tragsicherheit hat. Die Resultate gelten dabei ausschliesslich für linear elastisches Materialverhalten der Brücke, was generell bei Belastungen im Gebrauchszustand vorausgesetzt werden kann. Um besser zu verstehen, welchen Einfluss ein bewegtes Fahrzeug auf eine Brücke ausübt, wird zuerst detailliert auf Wechselwirkungsphänomene eingegangen. Im Hinblick auf die sicherheitsrelevanten Szenarien für Strassenbrücken werden nachfolgend vor allem die folgenden Fragen untersucht:

- Einfluss der Systemparameter – in speziellen des Fahrzeuggewichts - auf den dynamischen Vergrösserungsfaktor
- Dynamische Vergrösserungen für die gleichzeitige Wirkung mehrerer Fahrzeuge
- Dynamische Vergrösserung für den Nachweis der Querkraft

Zur quantitativen Analyse werden einfache Modelle verwendet, deren Ergebnisse mit Versuchsergebnissen verglichen und entsprechend interpretiert werden. Bei der (dynamischen) Belastung einer Brücke durch mehrere Fahrzeuge wird es notwendig, einfache Szenarien zu entwickeln, mittels derer die Vielzahl möglicher Situationen abgedeckt werden kann. Die Überlegungen zur geeigneten Festlegung von Vergrösserungsfaktoren für die Querkraft erlauben es auch, Unterschiede zwischen Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen zu erklären. Auf die dynamische Beanspruchung von Fahrbahnplatten wird getrennt eingegangen, wobei die Unterschiede zum Verhalten von Längsträgern verdeutlicht werden. Die Resultate werden schliesslich zusammengefasst, und es wird gefolgert, welcher Parameter sich am besten zur Festlegung von Vergrösserungsfaktoren für den Tragsicherheitsnachweis eignet.

### 4.2 Dynamische Eigenschaften des Systems Fahrzeug + Brücke

#### 4.2.1 Zum Wesen der Wechselwirkung

Von Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung spricht man, wenn sich Fahrzeug und Brücke gegenseitig in deren dynamischen Verhalten beeinflussen. Das heisst, die Eigenschwingungen und –formen der Brücke ändern sich, wenn es durch ein Fahrzeug belastet wird, genauso wie ein Fahrzeug anders schwingt, wenn es auf einer Brücke steht. Die gegenseitige Beeinflussung geht so weit, dass sich die dynamischen Eigenschaften von Fahrzeug und Brücke gar nicht mehr trennen lassen. Es ist daher angebracht, vom System Fahrzeug + Brücke zu sprechen.

Im Folgenden wird versucht, die einzelnen Wechselwirkungsphänomene herauszuschälen und anhand einfacher Modelle zu quantifizieren. Als Modelle dienen dabei zum einen der Zweimassenschwinger (Bild 74 links) und andererseits der Einfache Balken (Bild 74 rechts), sowie eine Kombination der beiden. Insgesamt werden sechs Phänomene unterschieden:

1. Anregung infolge der Lastbewegung
2. Einfluss von Fahrzeugmasse und -steifigkeit auf das Systemverhalten
3. Einfluss der Fahrzeugposition auf die wirksame Masse und Steifigkeit der Brücke
4. Einfluss der Fahrzeugposition auf die Intensität der Anregung
5. Einfluss der Fahrzeugposition auf die Partizipationsfaktoren



6. Einfluss der Fahrzeugposition auf die Eigenfrequenzen des Systems

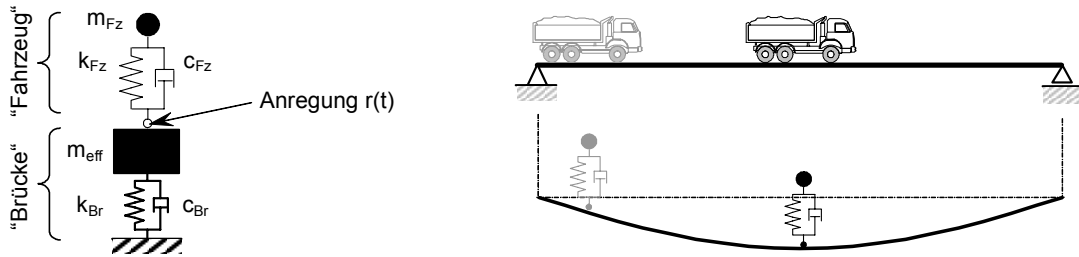


Bild 74: Modelle zur Erfassung der grundlegenden Wechselwirkungsphänomene

Das dynamische Verhalten des Systems ändert sich mit jeder neuen Fahrzeugposition. Da das System nur angeregt wird, wenn sich das Fahrzeug bewegt, lässt sich das dynamische Verhalten aber nicht von der Ortsveränderung des Fahrzeugs trennen. Das bedeutet, dass sich das System notwendigerweise ständig in einem transienten Zustand befindet. Eine stationäre Schwingung wie bei der Anbringung eines Schwingers auf einer Brücke tritt nicht ein.

4.2.2 Anregung infolge der Lastbewegung

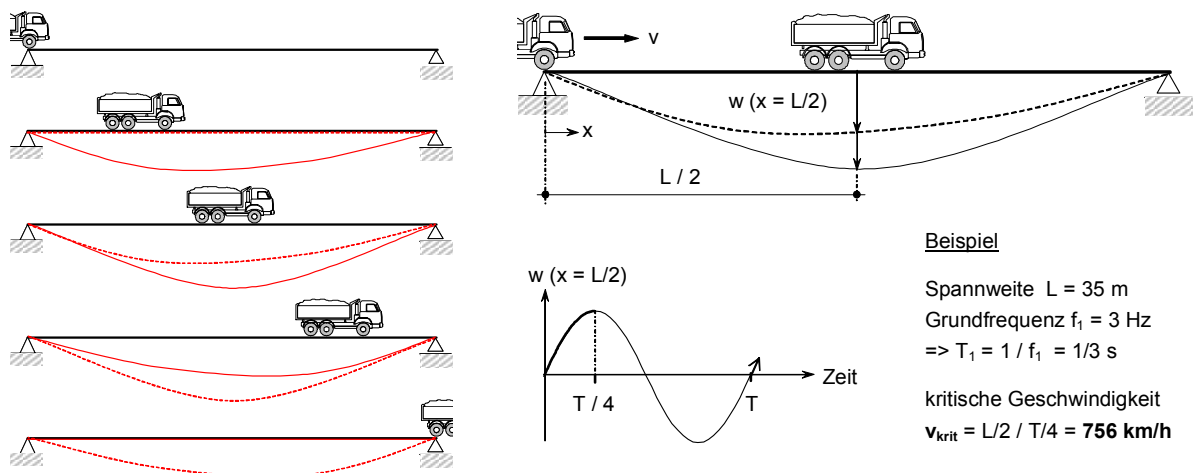


Bild 75: Bedeutung der Lastbewegung bei der Anregung des Systems Fahrzeug - Brücke

Durch die Ortsveränderung der Last wird die Brücke zu unterschiedlichen Zeitpunkten unterschiedlich belastet, wodurch die Brücke zu Schwingungen angeregt wird, die sich auf das Fahrzeug übertragen (Bild 75). Dieser Effekt wird maximal, wenn die Zeit für die Überquerung eines Feldes gleich der halben Periode der 1. Eigenform ist. Nimmt man für eine typische Strassenbrücke mit Spannweiten von 35 m eine Grundfrequenz von 3 Hz an, dann beträgt die kritische Geschwindigkeit ca. 750 km/h, woraus ersichtlich ist, dass dieser Effekt bei Strassenbrücken gering ist. Aber auch wenn sich die Fahrgeschwindigkeit der kritischen Geschwindigkeit nähert, ist die Anregung infolge dieses Phänomens immer noch sehr schwach, da nur gerade ein halber Anregungszyklus pro Feld auftritt. Bei Mehrfeldträgern mit gleich langen Feldern ergibt dies zwar mehrere halbe Anregungszyklen, die Belastung durch ein sehr schnell fahrendes Einzelfahrzeug bleibt für eine Brücke jedoch irrelevant.

4.2.3 Einfluss von Fahrzeugmasse und -steifigkeit auf das Systemverhalten

Das Fahrzeug hat aufgrund seiner Masse bzw. aufgrund der Kräfte, die es auf die Brücke ausübt, einen Einfluss auf die Eigenfrequenzen der Brücke. Umgekehrt ändern sich die Eigenfrequenzen des Fahrzeugs, wenn es anstatt auf festem Untergrund auf einem flexiblen Brückenträger schwingt. Zur Veranschaulichung dieses Phänomens zeigt Bild 76 die Veränderung der Eigenfrequenzen eines Zweimassenschwingers in Funktion der Massen- und Frequenzverhältnisse.

In der Folge wird von „ungekoppelten“ Eigenfrequenzen des Fahrzeug  $f_{Fz}$  und der Brücke  $f_{Br}$  sowie von der 1. und 2. Eigenfrequenz des Systems Fahrzeug + Brücke  $f_1$  und  $f_2$  gesprochen. Die ungekoppelten Eigenfrequenzen ergeben sich durch Betrachtung von Fahrzeug und Brücke jeweils für sich alleine:

$$f_{Fz} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{Fz}}{m_{Fz}}} \quad \text{ungekoppelte Eigenfrequenz des Fahrzeugs}$$

$$f_{Br} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{Br}}{m_{eff}}} \quad \text{ungekoppelte Eigenfrequenz der Brücke}$$

Nimmt an, dass die Brücke für sich gesehen dynamisch weicher ist als das Fahrzeug ( $f_{Br} < f_{Fz}$ ), dann lässt sich die Grundfrequenz des Systems  $f_1$  mit der Eigenfrequenz  $f_{Br}$  assoziieren. Durch die Präsenz eines Fahrzeugs wird  $f_1$  immer reduziert, und zwar je mehr desto schwerer und weicher das Fahrzeug ist (Bild 76 links). Sehr steife Fahrzeuge partizipieren nicht an der Schwingung, wodurch sich deren Masse einfach zur Brückenmasse addiert. Weiche Fahrzeuge partizipieren stärker an der Schwingung, was zu einer dynamischen Vergrößerung von deren Masse führt, die sich entsprechend mit einem Vergrößerungsfaktor behaftet zur Brückenmasse addiert.

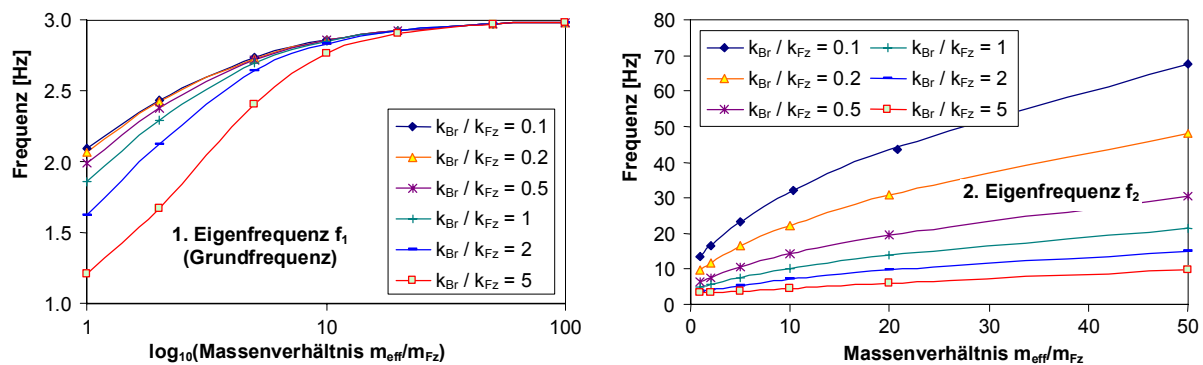


Bild 76: Variation der Eigenfrequenzen eines (ungedämpften) Zweimassenschwingers in Abhängigkeit des Massen- und Frequenzverhältnisses

Nimmt man an, dass das Fahrzeug für sich gesehen dynamisch weicher ist als die Brücke ( $f_{Br} > f_{Fz}$ ), dann lässt sich die Grundfrequenz des Systems  $f_1$  mit der ungekoppelten Eigenfrequenz des Fahrzeugs  $f_{Fz}$  assoziieren. Je schwerer das Fahrzeug bei gleich bleibender Eigenfrequenz  $f_{Fz}$  ist, desto mehr spürt es die Flexibilität der unten liegenden Brücke (Bild 76 links), was zu einer Reduktion von  $f_1$  führt. Dieser Effekt ist desto ausgeprägter, je weicher die Brücke ist.

Bild 76 rechts zeigt die Variation der 2. Eigenfrequenz des Systems  $f_2$ , bei der die zwei Massen in Gegenphase schwingen. Ist  $f_{Fz} > f_{Br}$ , dann lässt sich  $f_2$  mit der Schwingung des Fahrzeugs assoziieren. Generell stellt man eine Zunahme der Eigenfrequenz mit steigendem Massen- und abnehmendem Frequenzverhältnis fest. Für weiche Fahrzeuge spielt es somit eine untergeordnete Rolle, ob sie auf festem Boden oder auf einer Brücke stehen, während für steife Fahrzeuge der Effekt sehr ausgeprägt ist.

Die zwei Eigenfrequenzen des Systems lassen sich auch direkt einander gegenüberstellen, wodurch die Bedingungen für gegenseitige Beeinflussung auf andere Weise verdeutlicht werden. Bild 77 links zeigt die Variation der Eigenfrequenzen des Systems in Funktion der ungekoppelten Eigenfrequenz  $f_{Fz}$ . In dem gezeigten Beispiel wurde für die Brücke  $f_{Br} = 2$  Hz angenommen, und die Eigenfrequenz des Fahrzeugs  $f_{Fz}$  zwischen 0 und 4 Hz variiert. Je mehr sich die beiden Massen unterscheiden, desto weniger kommt es zu gegenseitiger Beeinflussung. Bei sehr grossen Massenverhältnissen entspricht eine Eigenfrequenz des Systems immer  $f_{Br}$  und die andere  $f_{Fz}$ . Dies wird deutlich in Bild 77 rechts, in welchem die Eigenfrequenzen des Systems in Funktion der Steifigkeit des „Fahrzeugs“  $k_{Fz}$  aufgetragen sind ( $f_{Br} = 3$  Hz). Für das Massenverhältnis  $m_{eff} / m_{Fz} = 100$  gibt es

nur in einem sehr eng begrenzten Bereich überhaupt merkliche Wechselwirkung, nämlich dort wo die ungekoppelten Eigenfrequenzen übereinstimmen,

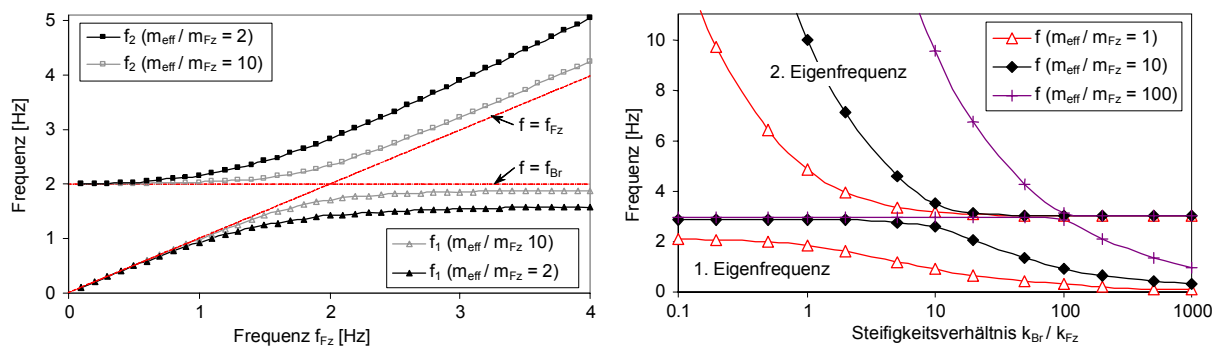


Bild 77: Variation der Eigenfrequenzen eines Zweimassenschwingers, links in Funktion der Frequenz der oberen Masse („Fahrzeug“) und rechts in Funktion des Massen- und Steifigkeitsverhältnisses

Die Modalanalyse des Systems Fahrzeug + Brücke liefert neben den Eigenfrequenzen auch die Eigenformen. Diese geben einerseits Auskunft über das Phasenverhältnis und andererseits über die Teilnahme der Massen an den Eigenschwingungsformen in Form der modalen Amplituden. Bild 78 zeigt links die Amplituden für die erste Eigenschwingungsform und rechts diejenigen für die zweite. Für die obere Masse wird die Relativverschiebung zwischen den zwei Massen und nicht die absolute Auslenkung aus der Ruhelage gezeigt. Wie in Bild 77 links wird  $f_{Fz}$  zwischen 0 und 4 Hz variiert, während  $f_{Br}$  bei 2 Hz belassen wird. Die modalen Amplituden für „Fahrzeug“ und „Brücke“ werden mit  $a_{Fz}$  und  $a_{Br}$  bezeichnet.

Die erste Eigenform des Systems ist dadurch gekennzeichnet, dass die beiden Massen in Phase schwingen. Die grössere Amplitude hat immer die dynamisch weichere Masse, das heisst  $a_{Fz} > a_{Br}$  für  $f_{Fz} < f_{Br}$  und umgekehrt (Bild 78 links). Bei der zweiten Eigenschwingung bewegen sich die Massen immer gegeneinander, wobei sich die obere Masse immer stärker bewegt als die untere Masse. Wenn die obere Masse sehr weich ist, dann bleibt sie absolut gesehen aufgrund der Massenträgheit immer am Platz. Je steifer sie wird, desto mehr bewegt sie sich in die entgegen gesetzte Richtung. Dabei nähern sich die modalen Amplituden in Abhängigkeit des Massenverhältnisses einer Asymptote.

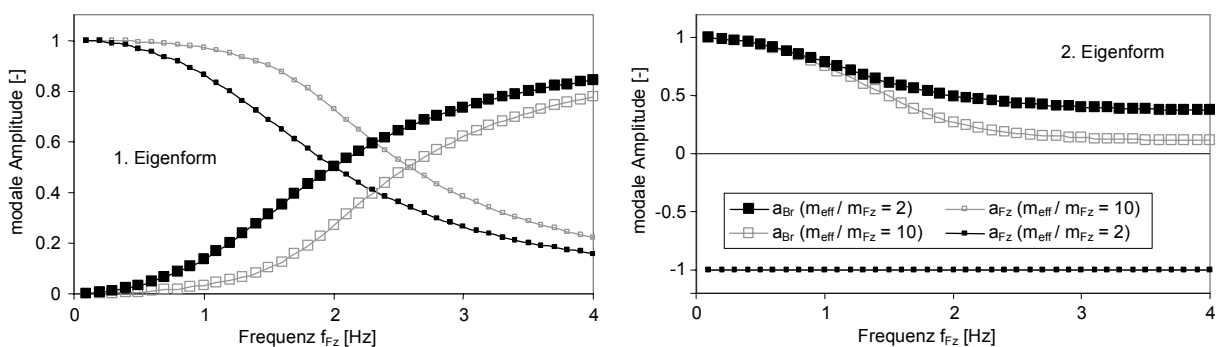


Bild 78: Variation der modalen Amplituden eines Zweimassenschwingers in Funktion der (ungekoppelten) Eigenfrequenz der oberen Masse  $f_{Fz}$

#### 4.2.4 Einfluss der Fahrzeugposition auf die wirksame Masse und Steifigkeit der Brücke

Wenn eine Balkenbrücke durch ein Fahrzeug belastet wird, dann ändert sich die genaue Form der Eigenschwingungen. Mit der Form ändern sich auch die Eigenfrequenzen. In Bild 80 rechts wird versucht, dies am Beispiel des einfachen Balken zu illustrieren. Für einen Balken mit konstanter Massen- und Steifigkeitsverteilung sind die Eigenformen Sinuskurven. Durch den Einfluss des Fahr-

zeugs ändern sich die sinusförmigen Eigenschwingungsformen zu Kurven mit einer stärkeren Krümmung am Ort des Fahrzeugs.

Potentielle Energie eines Biegebalkens

$$E_{pot} = \frac{1}{2} \int EI \left( \frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 dx$$

Substitution der Durchbiegungen  $w(x, t)$

$$w(x, t) = \xi(t) \cdot f(x)$$

Laplace-Gleichung

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\delta E_{pot}}{\delta \dot{\xi}} \right) - \frac{\delta E_{pot}}{\delta \xi} = 0$$

angewendet auf die potentielle Energie des Balkens

$$\ddot{\xi} \cdot \mu \int_{x=0}^L f^2(x) dx + \xi \cdot EI \int_{x=0}^L (f''(x))^2 dx = F(t) \int_{x=0}^L f(x) dx$$

Analogie zur Differentialgleichung eines Einmassenschwingers

$$m_{eff} \cdot \ddot{\xi} + k_{eff} \cdot \xi = F_{eff}(t)$$

liefert wirksame Masse und wirksame Steifigkeit

$$m_{eff} = \mu \int_0^L f^2(x) dx \quad \text{wirksame Masse}$$

$$k_{eff} = EI \int_0^L (f''(x))^2 dx \quad \text{wirksame Steifigkeit}$$

und damit die 1. Eigenfrequenz

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k_{eff}}{m_{eff}}} \quad \text{1. Eigenkreisfrequenz}$$

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} \quad \text{1. Eigenfrequenz}$$

sowie den Lastfaktor für die wirksame Last

$$F_{eff}(t) = F(t) \cdot \int_0^L f(x) dx$$

Bild 79: Herleitung der wirksamen Masse und Steifigkeit für den äquivalenten Einmassenschwinger eines Einfachen Balkens (Beschränkung auf erste Eigenform) [Bachmann et al. 1995]

Der Einfluss der genauen Eigenschwingungsform lässt sich abschätzen, wenn man die sogenannte wirksame Masse und Steifigkeit (engl. „generalised mass“, „generalised stiffness“) des äquivalenten Einmassenschwingers bestimmt. In Bild 79 ist gezeigt, wie die dynamischen Eigenschaften des äquivalenten Einmassenschwingers des Balkens hergeleitet werden, wobei nur die erste Eigenschwingungsform betrachtet wird. Die Vernachlässigung der höheren Eigenschwingungsformen ist nur gerechtfertigt, wenn die Antwort aufgrund der Anregung klar von der ersten Eigenform dominiert wird.

Um den Einfluss des Fahrzeugs auf die wirksame Masse und Steifigkeit der ersten Eigenform eines Einfachen Balkens abzuschätzen, wurde angenommen, dass sich die Eigenform der Durchbiegung infolge einer konzentrierten Einzellast annähert. Bild 80 links zeigt die Resultate für die Annahme, dass die erste Eigenform genau zwischen der Durchbiegung infolge einer Einzellast und einer Sinuskurve liegt. Dies erfordert bereits ein extrem schweres Fahrzeug, aber wie man aus dem Diagramm ersieht, ist der Einfluss für leichte Fahrzeuge gar nicht mehr wahrnehmbar. Im gezeigten Fall reduziert sich die Eigenfrequenz zwischen einer auflagernahen Position (5% der Spannweite) und der Feldmitte um ca. 5%.

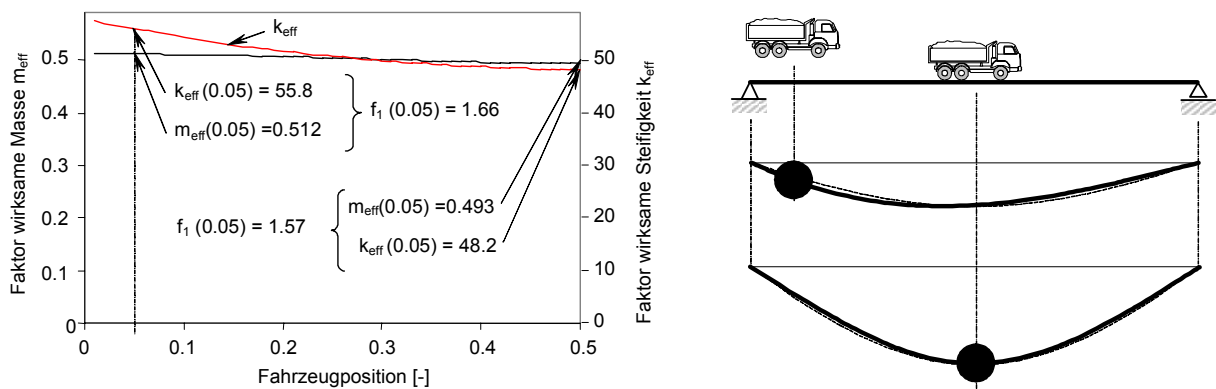


Bild 80: Änderung der wirksamen Masse und Steifigkeit in Abhängigkeit der Fahrzeugposition (Annahme: Die erste Eigenform liegt genau zwischen der Durchbiegung infolge einer Einzellast und einer Sinuskurve)

In diesem Zusammenhang soll noch näher auf die wirksame Masse eingegangen werden, welche in der Folge oft erwähnt wird. Bild 81 zeigt den Vergleich von zwei Fällen mit unterschiedlicher Mas-

senverteilung: Links ist die Masse konstant über die Länge  $L$  verteilt, rechts in Feldmitte konzentriert. Rechts schwingt die Masse immer mit der vollen Amplitude der ersten Eigenform, daher ist die wirksame Masse  $m_{\text{eff}}$  gleich der Masse  $M$ . Links ist die Auslenkung der auflagnahen Teile des Balkens gering, und nur der mittlere Teil schwingt mehr oder weniger voll. Entsprechend ist die wirksame Masse  $m_{\text{eff}}$  bei gleichförmig verteilten Massen nur die halbe Masse (für die erste Eigenform des Einfachen Balkens genau  $\frac{1}{2} \cdot m \cdot L$ ).

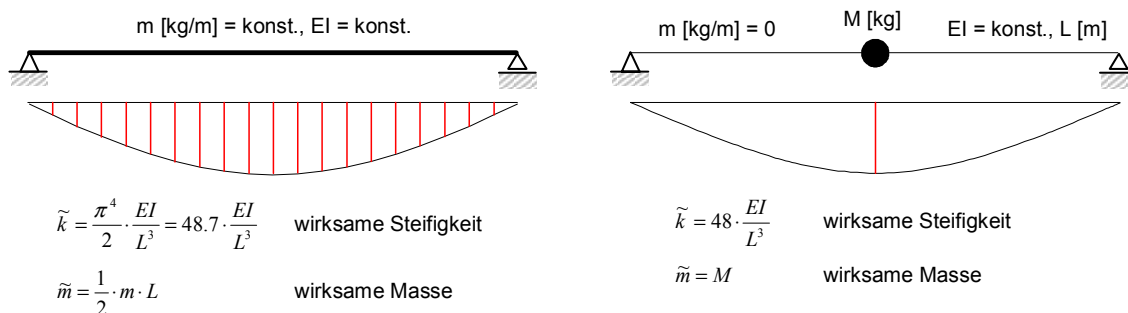


Bild 81: Wirksame Masse und Steifigkeit in Abhängigkeit der Massenverteilung

Wenn verteilte Kräfte den Balken anregen, dann sind diese im Fall der ersten Eigenform des Einfachen Balkens zu 63.7% anzurechnen, und nicht wie verteilte Massen zur Hälfte. Wie Bild 79 zeigt, ist der Faktor für die äusseren Kräfte proportional zur Eigenform, während der Faktor für Massen im Verhältnis zum Quadrat der Eigenform steht.

#### 4.2.5 Einfluss der Fahrzeugposition auf die Intensität der Anregung

Solange sich ein Fahrzeug in der Nähe der Auflager (Widerlager, Stützen) befindet, spürt die Brücke wenig vom Fahrzeug, da dessen Kräfte ziemlich direkt über das Auflager abgetragen werden, ohne den Balken gross auf Biegung zu beanspruchen. Je mehr sich das Fahrzeug der Feldmitte nähert, desto stärker wird die Wirkung des Fahrzeugs. Bild 82 links veranschaulicht in vereinfachter Weise, dass die Intensität der Anregung in Richtung Feldmitte grundsätzlich zunimmt. Die Analogie zur statischen Belastung ist offensichtlich: Die Wirkung (Durchbiegung) einer Einheitskraft ist desto grösser, je näher deren Angriffspunkt der Feldmitte ist. Bei Randfeldern von Durchlaufträgern ist daher die stärkste Anregung analog zur Durchbiegung für eine Belastung etwas ausserhalb der Feldmitte zu erwarten.

Dieser Effekt ist für alle Fahrzeuge mehr oder weniger gleich, welche eine bestimmte Brücke mit einer bestimmten Fahrgeschwindigkeit überqueren. Das heisst, wenn man die Resultate für zwei Überfahrten vergleicht, fällt dieser Effekt praktisch heraus. Wichtiger ist in dem Fall die Fahrgeschwindigkeit und die Eigenfrequenz des Fahrzeugs, die bestimmen, wie viel Anregungszyklen während der Überfahrt auf die Brücke übertragen werden.

#### 4.2.6 Einfluss der Fahrzeugposition auf die Partizipationsfaktoren

Im Abschnitt 12.4 wird anhand von Messungen und am Beispiel des einfachen Balkens gezeigt, dass die Eigenschwingungsformen eines Tragwerks je nach Kraftangriffspunkt unterschiedlich stark angeregt werden können. Im Speziellen zeigt sich, dass nicht immer die erste Eigenform am stärksten reagiert, sondern dass andere Eigenformen grössere Partizipationsfaktoren haben können. Insofern ist die Anregung eines Einfachen Balkens durch eine einzelne Kraft (Bild 82) ein schlechtes Beispiel, da in diesem Fall die Grundform immer dominant ist.

Die in Bild 82 rechts aufgeführten Partizipationsfaktoren dienen mehr der Illustration, als dass sie der Wirklichkeit entsprechen. Die exakte Berechnung der Partizipationsfaktoren wird relativ aufwendig, wenn man die Wirkung des Fahrzeugs korrekt einbezieht. In der Praxis werden die hohen Eigenformen jedoch relativ schnell gedämpft, sodass deren Bedeutung oft mehr theoretischer Natur ist. Von Relevanz ist demgegenüber, dass sich die durch das Fahrzeug in das System eingebrachte

Anregungsenergie auf mehrere Eigenformen verteilt. Dies bedeutet vor allem, dass die Grundeigenform weniger stark angeregt wird, als man dies für einen Einmassenschwinger erwarten würde.

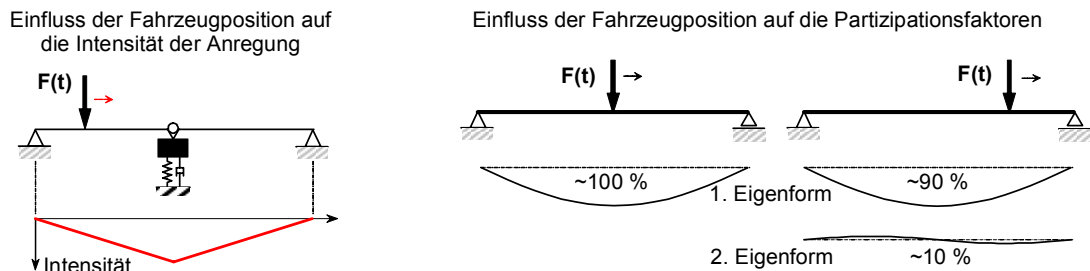


Bild 82: Einfluss der Fahrzeugposition auf das Systemverhalten

#### 4.2.7 Einfluss der Fahrzeugposition auf die Eigenfrequenzen des Systems

Im Abschnitt 4.2.3 wurde gezeigt, wie sich die Eigenfrequenzen des Systems Fahrzeug + Brücke ändern, wenn das Fahrzeug seine Eigenschaften ändert, bzw. ein anderes Fahrzeug über die Brücke fährt. Zusätzlich variieren die Systemeigenschaften jedoch auch in Abhängigkeit der Fahrzeugposition. Das heißt, für das Fahrzeug wird die Brücke je flexibler, desto mehr es sich der Feldmitte nähert. Umgekehrt spürt auch die Brücke mehr vom Fahrzeug, wenn sich dieses in der Mitte der Spannweite befindet. Betrachtet man das System Fahrzeug + Brücke wieder als Zweimassenschwinger, dann kommt es durch die Ortsveränderung des Fahrzeugs einerseits zu einer (scheinbaren) Veränderung der Brückensteifigkeit und andererseits zu einer (scheinbaren) Änderung der Fahrzeugmasse.

Dieser Effekt lässt sich nur noch ansatzweise durch einen gewöhnlichen Einmassenschwinger erfassen. Denn die scheinbare Veränderung der Brückensteifigkeit gilt nur für das Fahrzeug, die Brücke verändert ihre Steifigkeit an und für sich nur ganz geringfügig, wie in Absatz 4.2.4 gezeigt wurde. Für Stellungen oberhalb der Auflager ist die Brücke für das Fahrzeug praktisch starr, während sie Richtung Feldmitte immer weicher wird. Bild 83 rechts illustriert dies am Beispiel des einfachen Balkens, bei dem die Durchbiegung infolge Laststellung im Zehntelpunkt verglichen wird mit der Durchbiegung infolge Laststellung in Feldmitte. Die Durchbiegung am Ort des Fahrzeugs, welche direkt proportional zu der Brückensteifigkeit ist, welche vom Fahrzeug wahrgenommen wird, nimmt dabei fast um das 8-fache zu. Auch die scheinbare Variation der Fahrzeugmasse betrifft nur die Wirkung auf die Brücke. Da das Fahrzeug grundsätzlich als Kraft und nicht als Masse auf die Brücke wirkt, verläuft die scheinbare Variation proportional zur Durchbiegung (siehe Bild 79).

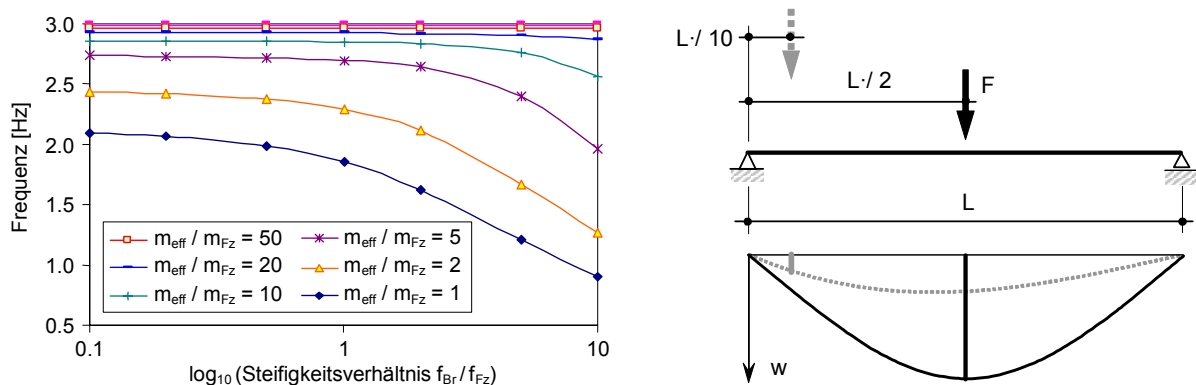


Bild 83: (Scheinbare) Variation der Steifigkeit der Brücke im System Fahrzeug + Brücke

Wenn man sich primär für den Einfluss der scheinbaren Veränderung der Steifigkeit der Brücke interessiert (Bild 83 rechts), dann genügt es, die Variation der Grundfrequenz in Bild 76 links in Funktion des Steifigkeitsverhältnisses aufzutragen. Das Resultat ist in Bild 83 links dargestellt.

Erwartungsgemäss verringert sich die Eigenfrequenz durch die scheinbare Abnahme der Brückensteifigkeit, und zwar je stärker, desto schwerer und weicher das Fahrzeug ist.

Um dieses Wechselwirkungsphänomen genauer zu erfassen, wurde das Modell des gewöhnlichen Zweimassenschwingers modifiziert, indem der obere Schwinger seine Kraft indirekt auf den unteren überträgt (siehe Bild 84 links oben). Zwischengeschaltet ist ein unendlich steifer, masseloser Balken, der sich einerseits auf ein festes Lager und andererseits auf den unteren Schwinger stützt. Durch das Verschieben des oberen Schwingers auf diesem Balken lässt sich der Einfluss der Fahrzeugposition auf die Eigenfrequenz wesentlich korrekter erfassen als in Bild 83 links.

Es ist jedoch zu beachten, dass die Position des Schwingers auf dem starren Balken nicht der Position eines Fahrzeugs auf einem einfachen Balken gleichgesetzt werden kann. Wie oben erwähnt wurde, erfolgt die scheinbare Variation in Abhängigkeit von der (dynamischen) Durchbiegung, und diese verläuft nicht linear, sondern sinusförmig. Daher wird die Abszisse in den dargestellten Diagrammen transformiert. Die Diagramme in Bild 84 unten zeigen die Variation der Eigenfrequenzen für unterschiedliche Verhältnisse der ungekoppelten Eigenfrequenzen  $f_{Br}$  und  $f_{Fz}$ .

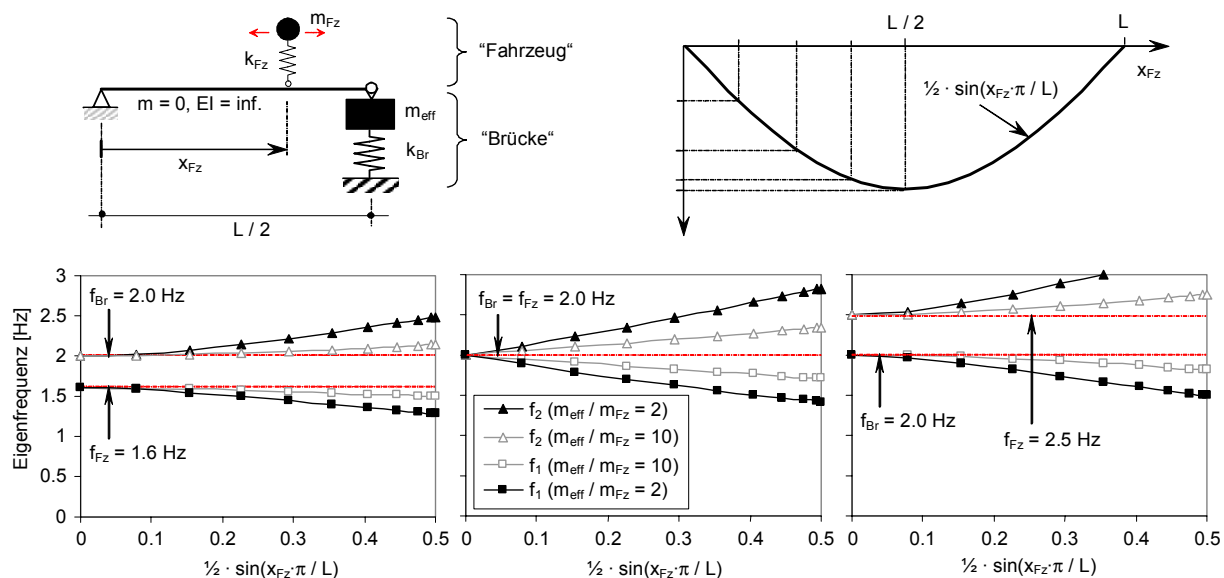


Bild 84: Variation der Eigenfrequenzen in Funktion der Fahrzeugposition

Die Diagramme in Bild 84 unten zeigen, dass die Eigenfrequenzen durch die verstärkte Wechselwirkung Richtung Feldmitte immer mehr divergieren, das heisst die Grundfrequenz des Systems  $f_1$  wird tiefer und die 2. Eigenfrequenz  $f_2$  steigt. Dieser Effekt ist umso stärker, je mehr sich Masse und ungekoppelte Eigenfrequenz der zwei Schwinger sich gleichen. Für Massenverhältnisse  $m_{eff} / m_{Fz} = 10$  nimmt die Grundfrequenz  $f_1$  um ca. 15% ab, bei  $m_{eff} / m_{Fz} = 2$  sind es fast 30%.

#### 4.2.8 Zusammenfassende Bewertung der Wechselwirkungsphänomene

Im Hinblick auf die Erstellung eines möglichst einfachen Modells zur Erfassung des dynamischen Verhaltens des Systems Fahrzeug + Brücke ist es sehr wichtig, die unterschiedlichen Wechselwirkungsphänomene zu kennen sowie deren Bedeutung abzuschätzen. Als wichtigste Einflussfaktoren wurden in den vorausgehenden Unterabschnitten Masse und Steifigkeit der ungekoppelten Schwinger sowie die Position des Fahrzeugs auf der Brücke identifiziert. Die Bedeutung der einzelnen Phänomene ist in Tabelle 4 zusammengestellt.

Phänomen	Bedeutung	Bemerkung
Anregung infolge der Lastbewegung	sehr gering	$v_{krit} (L = 35 \text{ m}, f_1 = 3 \text{ Hz}) = 750 \text{ km/h}$
Einfluss von Fahrzeugmasse und -steifigkeit auf das Systemverhalten	gross	einfach durch Zweimassenschwinger erfassbar

Einfluss der Fahrzeugposition auf die wirksame Masse und Steifigkeit	sehr gering	beruht auf Nuancen in der Form der Eigenschwingung
Einfluss der Fahrzeugposition auf die Intensität der Anregung	gross	für alle Fahrzeuge ungefähr gleich
Einfluss der Fahrzeugposition auf die Partizipationsfaktoren	gering bis gross	abhängig vom Tragsystem
Einfluss der Fahrzeugposition auf die Eigenfrequenzen des Systems	gering	nur bei sehr schweren Fahrzeugen von Bedeutung

Tabelle 4: Überblick über die Bedeutung der verschiedenen Wechselwirkungsphänomene

Bei einem einfachen Balken, der durch ein Einzelfahrzeug belastet wird, entfaltet sich die volle Wechselwirkung wenn sich das Fahrzeug in Feldmitte befindet. Die Brücke schwingt dann primär in ihrer ersten Eigenform, wobei die Stärke der Anregung von der Anregungsfrequenz abhängt. Für Positionen zwischen den Auflagern und der Feldmitte nimmt die gegenseitige Beeinflussung ab, der Anteil höheren Eigenschwingungsformen an der Antwort der Brücke nimmt jedoch zu.

Würde das Fahrzeug seine Lage nicht verändern und hätte die Reaktion der Brücke keine Rückwirkung auf das Fahrzeug, dann liesse sich die Problemstellung zumindest für den stationären Zustand in Analogie zur digitalen Signalverarbeitung in der Elektrotechnik mittels einer Folge von Filtern lösen. Da sich die Anregung des Fahrzeugs jedoch nur aus seiner Bewegung ergibt, lässt sich die Wechselwirkung nicht vernachlässigen und vereinfachte Methoden reichen für die Beschreibung generell nicht aus. Im speziellen Fall von vergleichsweise leichten Fahrzeugen wäre dies jedoch eine brauchbare Näherung.

### 4.3 Modellierung und Analyse des Systems Fahrzeug + Brücke

#### 4.3.1 Modellbildung

Um alle beschriebenen Phänomene möglichst präzise zu berücksichtigen, ist ein hoch entwickeltes Computerprogramm erforderlich, in welchem nicht nur die Eigenschaften der Brücke durch ein Finite-Elemente Modell sondern auch das Fahrzeug als nicht-linearer Mehrmassenschwinger erfasst werden. Wenn das Ziel der Untersuchung die Simulation eines spezifischen Versuches ist, dann ist eine derartige Modellierung unumgänglich. Präzise Modelle haben jedoch gewisse Nachteile:

- Je präziser das Modell ist, desto mehr ist es an ein konkretes Beispiel gebunden, was die Verallgemeinerung der Resultate sehr erschwert.
- Je präziser ein Modell ist, desto umfangreicher und komplizierter wird es.
- Für ein präzises Modell sind sehr viele Eingabedaten erforderlich, die oft nicht alle bekannt sind.
- Auch mit einem noch so präzisen Modell lässt sich die Wirklichkeit nicht ganz genau erfassen. Konkret ergeben sich Differenzen infolge von unberücksichtigten Nichtlinearitäten des Fahrzeugs oder der Brücke, welche die Interpretation erschweren.
- Die Grösse des Modells kann es mit sich bringen, dass die eigentliche Fragestellung gegenüber Problemen der Datenverarbeitung in den Hintergrund tritt.

Aus diesen Gründen und zwecks besseren Verständnisses wird in der Folge auf ein einfaches Modell zurückgegriffen, welches in Bild 85 dargestellt ist, und das je nach Fragestellung noch weiter vereinfacht wird. Das Modell ist im Wesentlichen aus Einmassenschwingern für Fahrzeug und Brücke zusammengesetzt, und bezieht sich auf einen einfachen Balken als statisches System der Brücke. Im Bild links ist gezeigt, wie die einzelnen Komponenten in das Modell einfließen:



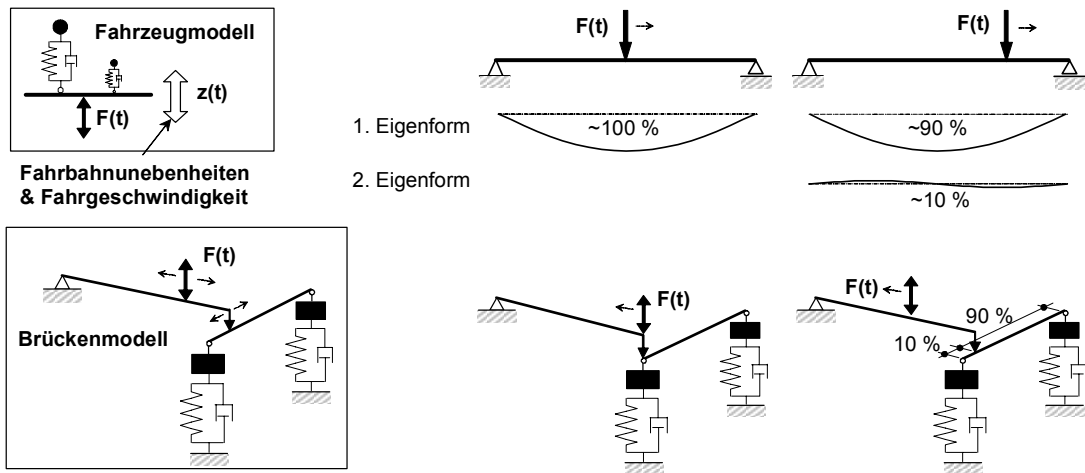


Bild 85: Modellierung des Fahrzeug-Brücke Systems und Anwendung auf einfachen Balken

- Für die Simulation der Brücke werden in der Regel nur ein oder zwei Eigenformen berücksichtigt, welche als Einmassenschwinger modelliert sind. Diese werden in der Folge mit „Brücke“ bezeichnet. Je nach Lage des Fahrzeugs partizipieren einzelnen Einmassenschwinger mehr oder weniger an der Antwort der Brücke auf die Anregung. Mit dem Modell lässt sich zusätzlich berücksichtigen, dass die Stärke der Anregung je nach Abstand des Fahrzeugs vom Auflager variiert. Je nach Zahl der berücksichtigten Einmassenschwinger müssen deren Massen und Steifigkeiten unterschiedlich normiert werden.
- Der (die) das Fahrzeug verkörpernde(n) Einmassenschwinger („Fahrzeug“) werden an ihrer Basis durch die Funktion  $z(t)$  angeregt. Das „Fahrzeug“ ruht auf der Brücke, wodurch sich eine Wechselwirkung zwischen „Fahrzeug“ und „Brücke“ ergibt. Auch das „Fahrzeug“ muss in Funktion der Anzahl Schwinger normiert werden.
- Die Anregungsfunktion  $z(t)$  setzt sich je nach Ziel der Simulation aus einem wirklichen oder vereinfachten Fahrbahnprofil sowie der Fahrgeschwindigkeit zusammen.

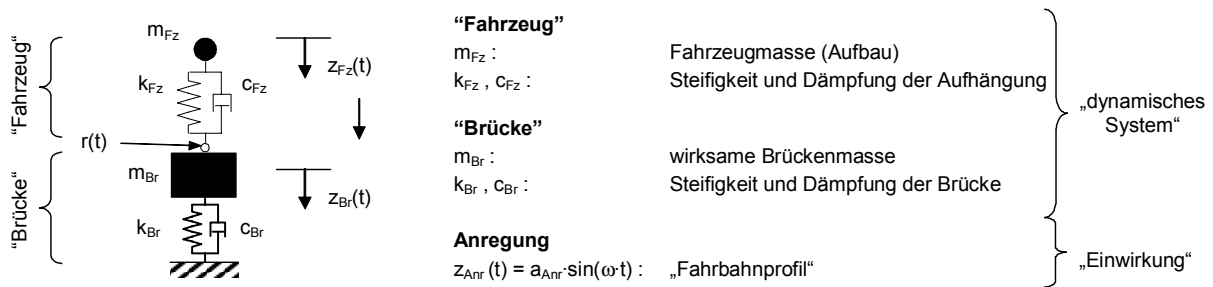


Bild 86: Modell des Zweimassenschwingers für die Simulation der Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung

Den einfachsten Fall stellt das **Szenario** dar, in welchem das **dynamische Verhalten des Systems von 1 Eigenschwingungsform des Fahrzeugaufbaus und der Grundschwingungsform der Brücke** dominiert wird, welche miteinander in Wechselwirkung stehen. Wenn man zusätzlich den Einfluss der Fahrzeugposition vernachlässigt, weil dieser bei Vergleichsberechnungen herausfällt, reduziert sich das generische Modell in Bild 85 auf den in Bild 86 gezeigten Zweimassenschwinger. Dieser erlaubt es somit auf vereinfachte Weise, den Einfluss aller wesentlichen Systemparameter zu studieren (siehe Bild 86 rechts).

Mathematische Beschreibung Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“ für allgemeines Verformungsverhalten

$$\begin{bmatrix} m_{Fz} & 0 \\ 0 & m_{eff} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{z}_{Fz} \\ \ddot{z}_{Br} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_{Fz} \cdot g - F_{Fz} \\ m_{eff} \cdot g + F_{Fz} - F_{Br} \end{Bmatrix} \quad \text{mit } \begin{matrix} F_{Fz} & \text{„Radkräfte“} \\ F_{Br} & \text{Kraft in der „Brücke“} \end{matrix}$$

Differentialgleichungssystem für linear elastisches Verhalten des „Fahrzeugs“ und der „Brücke“

$$\begin{bmatrix} m_{Fz} & 0 \\ 0 & m_{eff} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{z}_{Fz} \\ \ddot{z}_{Br} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{Fz} & -c_{Fz} \\ -c_{Fz} & c_{Fz} + c_{Br} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{z}_{Fz} \\ \dot{z}_{Br} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{Fz} & -k_{Fz} \\ -k_{Fz} & k_{Fz} + k_{Br} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} z_{Fz} \\ z_{Br} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_{Fz} \cdot g \\ m_{eff} \cdot g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} k_{Fz} \cdot z_{Anr} + c_{Fz} \cdot \dot{z}_{Anr} \\ -k_{Fz} \cdot z_{Anr} - c_{Fz} \cdot \dot{z}_{Anr} \end{Bmatrix}$$

Dimensionslose Schreibweise: Division durch  $m_{Fz}$  und Substitution:  $\omega_{Fz}^2 = \frac{k_{Fz}}{m_{Fz}}$ ,  $\frac{m_{eff}}{m_{Fz}} \cdot \omega_{Br}^2 = \frac{k_{Br}}{m_{Fz}}$ ,  $\zeta_{Fz} = \frac{c_{Fz}}{2 \cdot m_{Fz} \cdot \omega_{Fz}}$ ,  $\zeta_{Br} = \frac{c_{Br}}{2 \cdot m_{Br} \cdot \omega_{Br}}$

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \frac{m_{eff}}{m_{Fz}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{z}_{Fz} \\ \ddot{z}_{Br} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2 \cdot \omega_{Fz} \cdot \zeta_{Fz} & -2 \cdot \omega_{Fz} \cdot \zeta_{Fz} \\ -2 \cdot \omega_{Fz} \cdot \zeta_{Fz} & 2 \cdot \omega_{Fz} \cdot \zeta_{Fz} + 2 \cdot \frac{m_{eff}}{m_{Fz}} \cdot \omega_{Br} \cdot \zeta_{Br} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{z}_{Fz} \\ \dot{z}_{Br} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_{Fz}^2 & -\omega_{Fz}^2 \\ -\omega_{Fz}^2 & \omega_{Fz}^2 + \frac{m_{eff}}{m_{Fz}} \cdot \omega_{Br}^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} z_{Fz} \\ z_{Br} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} g \\ \frac{m_{eff}}{m_{Fz}} \cdot g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \omega_{Fz}^2 \cdot z_{Anr} + 2 \cdot \omega_{Fz} \cdot \zeta_{Fz} \cdot \dot{z}_{Anr} \\ -\omega_{Fz}^2 \cdot z_{Anr} - 2 \cdot \omega_{Fz} \cdot \zeta_{Fz} \cdot \dot{z}_{Anr} \end{Bmatrix}$$

mit:  $z_{Fz} / z_{Br}$ : Lagekoordinaten des „Fahrzeugs“ / der „Brücke“       $z_{Anr}$ : Anregungsfunktion  
 $m_{Fz} / m_{eff}$ : „Fahrzeug“-Masse / wirksame „Brücken“-Masse       $g$ : Gravitationskonstante  
 $k_{Fz} / k_{Br}$ : Steifigkeit des „Fahrzeugs“ / der „Brücke“       $c_{Fz} / c_{Br}$ : Dämpfungskoeffizient des „Fahrzeugs“ / der „Brücke“

Bild 87: Mathematische Beschreibung des Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“

Bild 87 zeigt das Differentialgleichungssystem, welches aus der mathematischen Beschreibung des mechanischen Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“ in Bild 86 resultiert. Im allgemeinen Fall von nicht-linearem Verformungsverhalten basiert die Analyse auf der oben gezeigten Gleichung. Aus den Berechnungen im Abschnitt 3 lässt sich schliessen, dass sich das dynamische Verhalten eines Fahrzeugs nicht wesentlich in Funktion des Typs der Aufhängung ändert. Daher wird in der Folge ein lineares Verhalten des „Fahrzeugs“ angenommen, nicht zuletzt auch weil die früher sehr verbreiteten Blattfederungen heute stark an Bedeutung verloren haben. Dadurch vereinfacht sich die numerische Analyse des Differentialgleichungssystems, welches die typische Form einer gewöhnlichen Differentialgleichung annimmt (Bild 87 Mitte). Im Hinblick auf die Identifikation der wichtigsten Parameter sowie für Parameterstudien ist es hilfreich, die Gleichung in eine dimensionslose Form umzuwandeln, wie sie in Bild 87 unten dargestellt ist.

### 4.3.2 Analyse im Zeitbereich

Das Verhalten des Modells lässt sich am besten mittels einer Zeitschrittberechnung illustrieren, bei der das das System beschreibende Differentialgleichungssystem durch einen geeigneten Algorithmus integriert wird. Die folgenden zwei Bilder zeigen jeweils links die berechneten Verschiebungen der einzelnen Massen und rechts die entsprechenden Kräfte. Die Verschiebung der „Brücke“ bezieht sich dabei auf die statische Verschiebung der unbelasteten „Brücke“. Für das „Fahrzeug“ ist die totale Relativverschiebung zwischen „Fahrzeug“ und „Brücke“ angezeigt. Die Kräfte entsprechen jeweils der totalen in der „Aufhängung“ bzw. im „Träger“ herrschenden Beanspruchung.

Um einen möglichst direkten Zusammenhang zu einer realen Brücke herzustellen, werden nicht dimensionslose sondern absolute Werte angegeben. Für die „Brücke“ wurde hierfür eine wirksame Masse von 100 to (Gesamtmasse ca. 200 to) und eine Eigenfrequenz (ohne „Fahrzeug“) von 3 Hz gewählt. Die Dämpfungsrate beträgt bei der „Brücke“ 1 % und beim „Fahrzeug“ 10 %. Das „Fahrzeug“ wurde als linear elastisch modelliert.

Bild 88 zeigt links das Resultat für ein Massenverhältnis  $m_{eff} / m_{Fz} = 10$  und ein Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz} = 1$ . Aufgrund des relativ hohen Massenverhältnisses kommt es in der „Brücke“ nur zu geringen Auslenkungen, die jedoch, bezogen auf die statische Durchbiegung infolge Fahrzeuggewicht, den bedeutenden Vergrößerungsfaktor  $\Phi = 1.8$  ergeben. Aus den Kraftverläufen lässt sich ablesen, dass die dynamische Vergrößerung der statischen Beanspruchung infolge Eigengewicht sowohl für das „Fahrzeug“ als auch für die „Brücke“ gering ist.

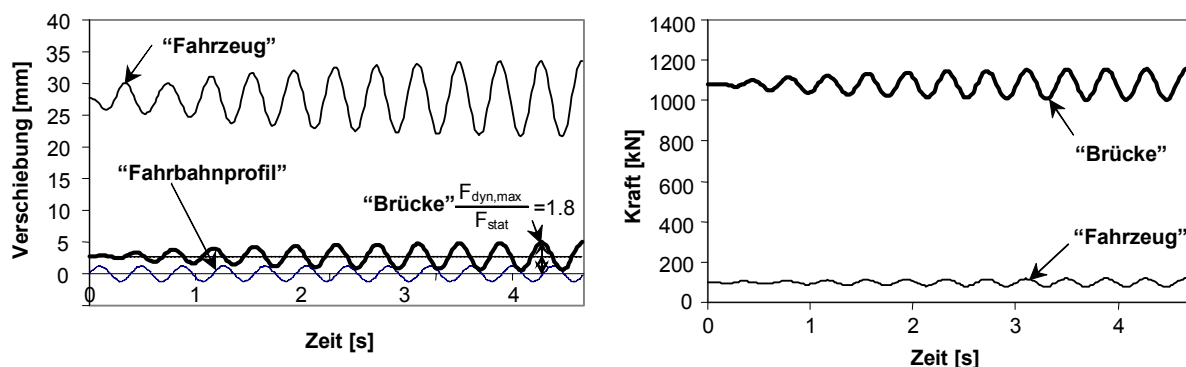


Bild 88: Verhalten des Systems für ein Massenverhältnis  $m_{eff} / m_{Fz} = 10$  und ein Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz} = 1$ ; links: Verschiebungen, rechts: Kräfte

Zum Vergleich zeigt Bild 89 das Verhalten des Systems für ein Massenverhältnis  $m_{eff} / m_{Fz} = 2$  und ein Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz} = 1$ , das heisst, für ein fünf Mal schwereres „Fahrzeug“, oder fünf ca. gleich schwere „Fahrzeuge“, welche synchron angeregt werden und die „Brücke“ gleichzeitig belasten. In diesem Fall fällt die Reaktion der „Brücke“ deutlicher aus, doch der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  wird mit 1.45 beinahe halbiert. Der Grund hierfür ist vor allem das höhere Fahrzeuggewicht, welches bei der Angabe des dynamischen Vergrößerungsfaktors als Referenz dient. Nicht unwesentlich ist aber auch die höhere Dämpfung des Systems aufgrund des grösseren Anteils der Fahrzeugmasse an der Gesamtmasse des Systems.

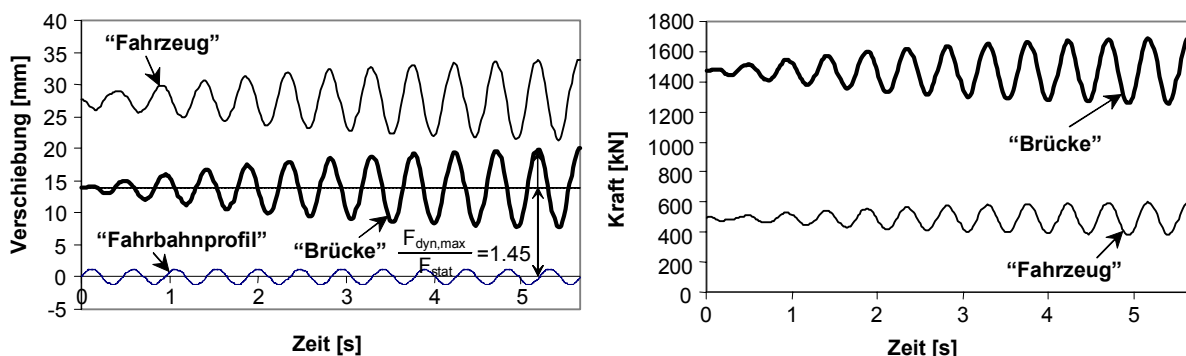


Bild 89: Verhalten des System für ein Massenverhältnis  $m_{eff} / m_{Fz} = 2$  und ein Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz} = 1$ ; links: Verschiebungen, rechts: Kräfte

Die gezeigten Beispiele beruhen auf einem rein hypothetischen Fahrbahnprofil, welches jeweils zusammen mit den Verschiebungen angezeigt wird: Es besteht aus einer strikt periodischen Abfolge von gleichen Sinuskurven mit der Amplitude = 1 mm. Zudem ist die Geschwindigkeit genau so gewählt, dass die Anregungsfrequenz der Grundfrequenz des Systems  $f_1$  entspricht (nicht zu verwechseln mit  $f_{Br}$ ), wodurch sich die stärkste Reaktion der Brücke ergibt.

Zeitlich erstreckt sich die Simulation jeweils über zwölf Anregungszyklen. Berücksichtigt man, dass eine Brücke mit 3 Hz Grundfrequenz typischerweise eine Spannweite von 35 m hat, so entspricht dies bei einem Einfeldträger einer Geschwindigkeit von 32 km/h und einer Wellenlänge von 2.9 m oder bei einem Zweifeldträger einer Geschwindigkeit von 64 km/h und einer Wellenlänge von 5.8 m. Diese Zeitspanne genügt bei den gewählten Parametern offensichtlich nicht, um in den stationären Zustand zu gelangen. Das heisst, der Einfluss der Anfangsbedingungen ist noch am Abklingen. Da als Anfangsbedingungen die Geschwindigkeiten = 0 und die Auslenkungen gleich den statischen Verschiebungen gesetzt wurden, nehmen die Amplituden in der transienten Phase zu. In Realität ist damit zu rechnen, dass Fahrzeuge gerade beim Erreichen der Brücke durch Setzungen vor dem Widerlager oder durch Unebenheiten beim Fahrbahnübergang bereits stark angeregt sind.

Andererseits kann die Brücke noch infolge der Überfahrt eines vorangegangenen Lastwagens schwingen.

Neben einer resonanzartigen Anregung durch periodische Unebenheiten hat auch die impulsartige Anregung des Systems durch einzelne, ausgeprägte Unebenheiten grosse Bedeutung. Bild 90 zeigt als Beispiel die Antwort des Systems auf eine Anfangsauslenkung, welche als vereinfachte Modellierung der Anregung durch einen Sprung in der Fahrbahnoberfläche interpretiert werden kann. Da ein Fahrzeug mindestens zwei Achsen hat, entspricht die Simulation nicht einem wirklichen Szenario, sondern soll nur dazu dienen, den Einfluss der wichtigsten Parameter für diese Art der Anregung aufzuzeigen.

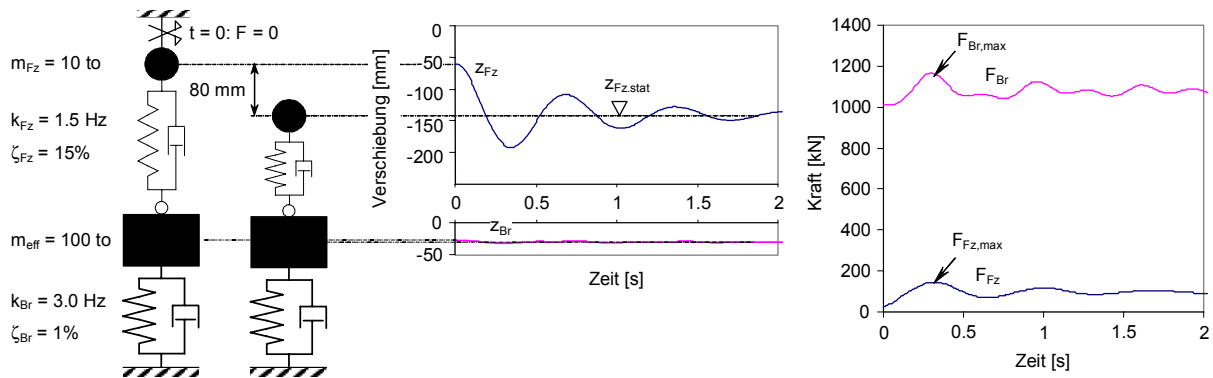


Bild 90: Modell für die Analyse der Reaktion des Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“ auf eine impulsartige Anregung

### 4.3.3 Analyse der Übertragungsfunktion

Um einen Überblick über das Systemverhalten in einer grösseren Spanne von Anregungsfrequenzen zu erhalten, kann die Übertragungsfunktion des Systems herangezogen werden. Für das Verständnis des Verlaufs dieser Funktion ist es hilfreich, deren Aufbau zu analysieren. Das System „Fahrzeug“ + „Brücke“ setzt sich aus zwei Einmassenschwingern zusammen, deren Übertragungsfunktionen sich markant unterscheiden. Beim Fahrzeug handelt es sich um eine Fusspunktanregung mit „aufgezwungener“ Verformung, wobei die Dämpfungsrate meistens mehr als 10% beträgt (Bild 91 links). Die maximalen Vergrößerungsfaktoren  $a_{dyn,Fz}$  liegen bei dieser Dämpfungsrate bei  $a_{dyn,Fz} = 5$ . Bei der „Brücke“ handelt es sich um eine erzwungene Schwingung infolge der Anregung der Masse durch die „Radkräfte“. Aufgrund der geringen Dämpfungsrate von  $\zeta_{Br} = 1\%$  liegt der Vergrößerungsfaktor  $a_{dyn,Br}$  bei 50 (Bild 91 rechts). Durch die Verknüpfung der zwei Einmassenschwinger werden die zwei Übertragungsfunktionen überlagert, wobei es je nach Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz}$  zu mehr oder weniger gegenseitiger Beeinflussung kommt. Wie der Verlauf der Eigenfrequenzen des Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“ in Bild 91 Mitte zeigt, kommt es zu starker Kopplung, wenn sich die ungekoppelten Eigenfrequenzen ähneln ( $f_{Br} / f_{Fz} \approx 1$ ).

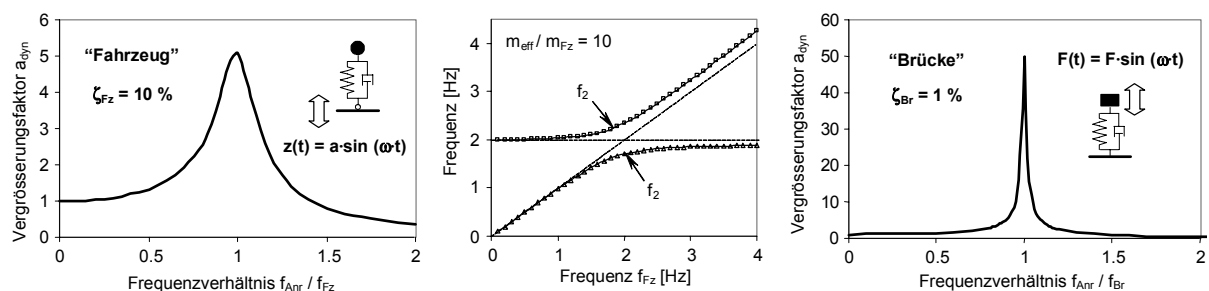


Bild 91: Bausteine der Übertragungsfunktion des Zweimassenschwingers

In Bild 92 sind drei Beispiele von Übertragungsfunktionen des gedämpften, linearen Zweimassenschwingers aufgeführt. Die Diagramme erlauben es, den Einfluss des Frequenzverhältnisses abzu-

schätzen. Unter der Voraussetzung, dass schwere Fahrzeuge Eigenfrequenzen des Aufbaus im Bereich von 2 Hz haben, wird die Steifigkeit der Brücke variiert. Für das Massenverhältnis wurde  $m_{\text{eff}} / m_{\text{Fz}} = 5$  und für die Dämpfungsraten  $\zeta_{\text{Fz}} = 10 \cdot \zeta_{\text{Br}} = 10\%$  gewählt. Man erkennt deutlich, dass die Reaktion der „Brücke“ massiv steigt, wenn die Brücke weicher bzw. das Fahrzeug steifer wird. Auf den Einfluss der Steifigkeiten im System wird in der Folge noch ausführlicher eingegangen.

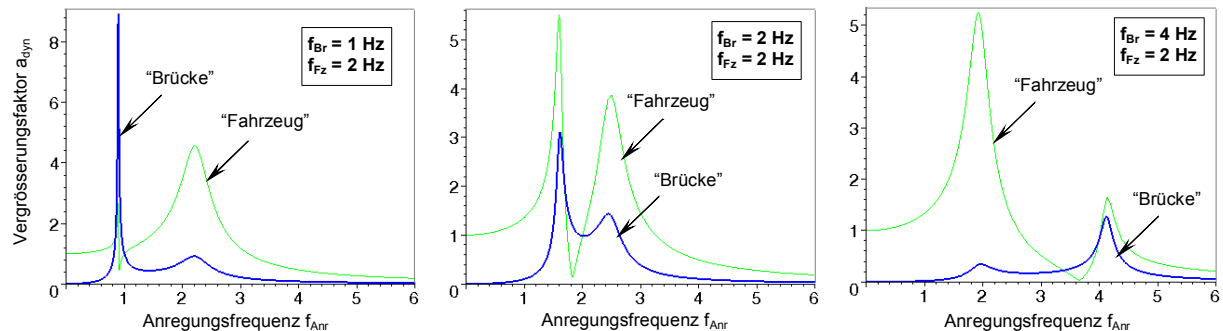


Bild 92: Beispiele von Übertragungsfunktionen des gedämpften, linearen Zweimassenschwingers ( $m_{\text{eff}} / m_{\text{Fz}} = 5$ ,  $\zeta_{\text{Fz}} = 10 \cdot \zeta_{\text{Br}} = 10\%$ )

Die dargestellten Kurven zeigen die maximale dynamische Vergrößerung der „Fahrzeug“- und „Brücken“-Verschiebungen im Verhältnis zur Anregungsamplitude. Diese Vergrößerungsfaktoren werden mit  $a_{\text{dyn,Br}}$  und  $a_{\text{dyn,Fz}}$  bezeichnet. Für das „Fahrzeug“ wird die Übertragungsfunktion der Relativverschiebungen gezeigt, da diese mehr über das Verhalten des „Fahrzeugs“ aussagt als die absoluten Verschiebungen. Im Speziellen betrifft dies die auf die Brücke übertragenen Radkräfte. Für sehr geringe Anregungsfrequenzen nähert sich  $a_{\text{dyn,Fz}}$  dem Wert 1, das heisst das „Fahrzeug“ bewegt sich entlang einer Wellenfahrbahn auf und ab, ohne beschleunigt zu werden. Da es in diesem Fall mangels Beschleunigung keine dynamischen Kräfte auf die Brücke überträgt, ist  $a_{\text{dyn,Br}}$  für kleine Anregungsfrequenzen annähernd gleich Null.

Durch die Übertragungsfunktion wird nur das stationäre Verhalten wiedergegeben, das je nach Fall erst nach einer grossen Zahl von Anregungszyklen erreicht wird. Zu berücksichtigen ist auch, dass die Übertragungsfunktion für strikt lineares Verhalten gilt, das heisst, nicht-lineares Aufhängungsverhalten und ein Abheben des „Fahrzeugs“ wird nicht korrekt erfasst.

Die Übertragungsfunktion lässt sich in Funktion dimensionsloser Parameter formulieren, nämlich für bestimmte Massenverhältnisse, Frequenzverhältnisse und Dämpfungsraten. Das bedeutet, dass nicht die absolute Fahrzeugmasse  $m_{\text{Fz}}$  zählt, sondern deren Verhältnis zur wirksamen Brückenmasse  $m_{\text{eff}}$ . Man erhält die gleichen Ergebnisse für den Fall  $f_{\text{Br}} = f_{\text{Fz}} = 2$  Hz und den Fall  $f_{\text{Br}} = f_{\text{Fz}} = 3$  Hz. Die Dämpfungsrate ist bereits ein dimensionsloser Parameter, sodass es nicht auf das Verhältnis von  $\zeta_{\text{Fz}}$  zu  $\zeta_{\text{Br}}$  sondern auf die absoluten Dämpfungsraten ankommt.

Die Übertragungsfunktion eignet sich sehr gut, um das dynamische Verhalten eines Systems zu charakterisieren. Sie erlaubt jedoch keinen direkten Schluss auf den dynamischen Vergrößerungsfaktor  $\Phi$ . Da dieser auf dem Vergleich der dynamischen mit der statischen Verschiebung beruht, muss die statische Verschiebung berechnet werden. Dies ist in Bild 93 links illustriert. Auch die statische Verschiebung lässt sich in Funktion des Massenverhältnisses ausdrücken und ist somit unabhängig von der absoluten Masse des Fahrzeugs und der Brücke.

Um den dynamischen Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  zu bestimmen, muss ausserdem noch die absolute Amplitude der Fahrbahnebenheiten eingeführt werden. Weil die Übertragungsfunktion unter der Annahme linearen Verformungsverhaltens bestimmt wurde, sind die Vergrößerungsfaktoren  $a_{\text{dyn}}$  unabhängig von der absoluten Grösse der Unebenheiten.

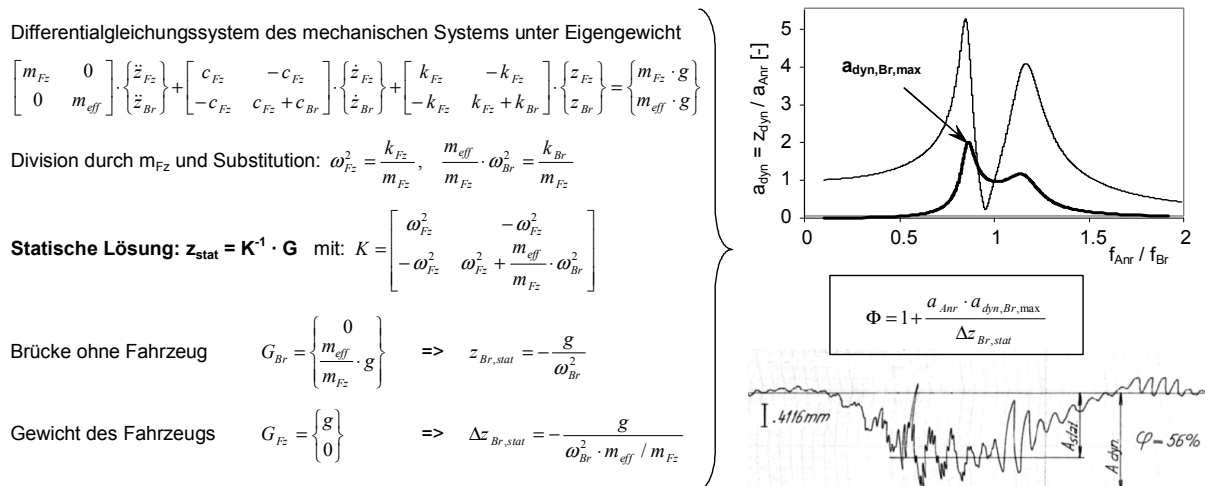


Bild 93: Zusammenhang zwischen der Übertragungsfunktion und dem dynamischen Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  (Messung [Cantieni 1983])

## 4.4 Parameterstudie für das System Brücke + 1 Fahrzeug

### 4.4.1 Überblick

Das in Bild 86 gezeigte Modell für das System Fahrzeug + Brücke erlaubt es, den Einfluss der verschiedenen Parameter auf einfache Weise zu analysieren. Daraus lassen sich keine präzisen Schlüsse auf den zu erwartenden Vergrößerungsfaktor für einen bestimmten Fall ziehen. Der grosse Vorteil ist jedoch, dass die aufgezeigten Zusammenhänge nicht auf einen spezifischen Fall beschränkt sind, sondern allgemeine Gültigkeit besitzen. Folgende Parameter wurden untersucht:

- Anregungsfrequenz (Fahrgeschwindigkeit)
- Anregungsamplitude (Grösse der Fahrbahnunebenheiten)
- Systemsteifigkeit
- Frequenzverhältnis
- Fahrzeugmasse bzw. Massenverhältnis
- Dämpfung

In den Diagrammen wird jeweils ein sehr weites Spektrum der Parameter abgedeckt. Dadurch kommen gewisse Tendenzen stärker zum Vorschein, was die Interpretation vereinfacht. Andererseits trifft man in der Praxis tatsächlich die unterschiedlichsten Brücken und Fahrzeuge an. Bei den angegebenen Vergrößerungsfaktoren  $\Phi$  ist jeweils nicht deren absolute Grösse sondern die Variation in Funktion der jeweiligen Parameter zu beachten. Die wichtigsten Erkenntnisse werden anschliessend zusammengefasst.

### 4.4.2 Einfluss der Anregungsfrequenz (Fahrgeschwindigkeit)

Bereits im Abschnitt 3 zur Radkraftvergrößerung durch Fahrbahnunebenheiten wurde gezeigt, dass sich die Anregung aus der Fahrgeschwindigkeit und dem Fahrbahnprofil zusammensetzt. Das heisst, die Fahrgeschwindigkeit erlaubt im Allgemeinen keinen direkten Rückschluss auf die Anregungsfrequenz, da die dominanten Wellenlängen des Fahrbahnprofils berücksichtigt werden müssen. Im Abschnitt 13 zu Fahrbahnunebenheiten wird gezeigt, dass auf einem spezifischen, relativ eng begrenzten Strassenabschnitt meist gewisse Wellenlängen dominieren. Ausserdem sind Fahrbahnunebenheiten generell desto ausgeprägter, je langwelliger sie sind. Folglich ist die **maximale Anregung nur für bestimmte, eher hohe Fahrgeschwindigkeiten zu erwarten**.

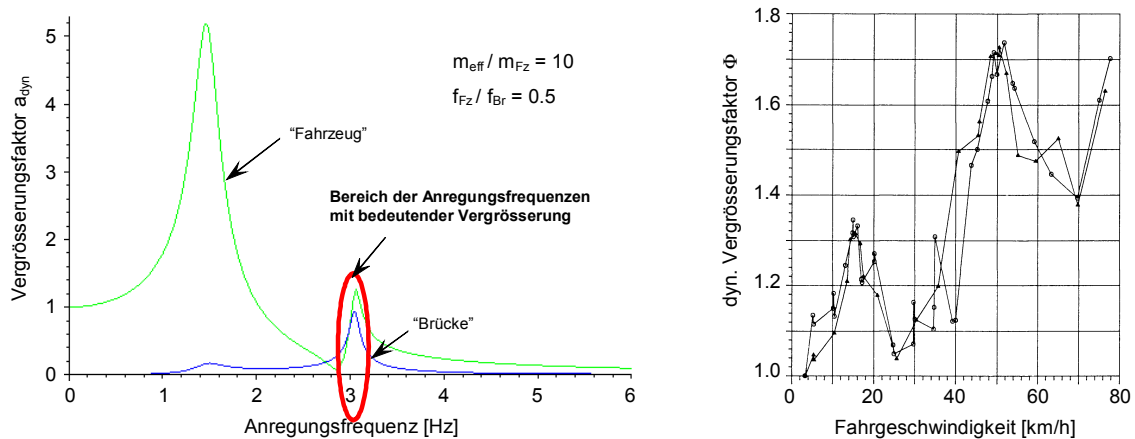


Bild 94: Einfluss der Anregungsfrequenz (Fahrgeschwindigkeit) auf die dynamische Vergrößerung (Messungen [Cantieni 1988])

**Andererseits** stellt man fest, dass das **dynamische System sehr sensibel auf die Anregungsfrequenz reagiert**. Bild 94 zeigt links ein Beispiel einer Übertragungsfunktion, aus dem dies sehr deutlich hervorkommt. Nennenswerte Vergrößerung tritt nur in einem extrem eng begrenzten Frequenzbereich auf. Dieser Zusammenhang wird auch bei Messungen festgestellt. Bild 94 zeigt rechts ein Beispiel des gemessenen Vergrößerungsfaktors  $\Phi$  in Funktion der Fahrgeschwindigkeit. Es beruht auf Durchbiegungsmessungen in Brückenmitte bei der Fahrt eines Einzelfahrzeugs über die Deibüelbrücke [Cantieni 1988].

In der Folge wird häufig nur noch die Spitze der Übertragungsfunktion des „Fahrzeugs“ und der „Brücke“ angegeben. Die Fahrgeschwindigkeit, welche bei einem gegebenen Profil die maximale Anregung der Brücke ergibt, kann als „kritische“ Geschwindigkeit bezeichnet werden. Da die Amplitude von Fahrbahnunebenheiten generell bei grösseren Wellenlängen grösser ist (Abschnitt 13.5), ist zu erwarten, dass die kritische Geschwindigkeit relativ hoch ist. Je nachdem, welche Wellenlängen im relevanten Bereich zwischen 3 und 30 m im Fahrbahnprofil dominieren, kann die kritische Geschwindigkeit aber auch deutlich tiefer als die zulässige Höchstgeschwindigkeit für Schwerfahrzeuge sein (auf Autobahnen typischerweise 80 km/h).

Die Sensibilität des Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“ auf die Anregungsfrequenz hängt stark vom Frequenzverhältnis  $f_{\text{Br}} / f_{\text{Fz}}$  ab. Je weicher die Brücke bei gleich bleibender Fahrzeugfrequenz  $f_{\text{Fz}}$ , desto ausgeprägter ist die Spitze bei der maximalen Vergrößerung  $a_{\text{dyn,Br,max}}$ . Dies erkennt man besonders gut in Bild 92. Da die Grundfrequenz von Brücken generell mit abnehmender Länge zunimmt, d.h. kurze Brücken sich steifer verhalten, steigt die kritische Geschwindigkeit mit abnehmender Brückenlänge.

#### 4.4.3 Einfluss der Anregungsamplitude (Grösse der Fahrbahnunebenheiten)

In Abschnitt 4.3.3 wurde bereits erwähnt, dass die Übertragungsfunktion unabhängig von der Amplitude der Anregungsfunktion ist, sofern lineares Systemverhalten angenommen wird. Aus der Formel zur Bestimmung des dynamischen Vergrößerungsfaktors  $\Phi$  in Bild 93 geht hervor, dass der **Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  direkt proportional zur Unebenheitsamplitude ist**. Das heisst, sofern sich das System annähernd linear verhält, steht  $\Phi$  in direktem Zusammenhang mit  $a_{\text{Anr}}$  (Bild 95 links).

Diesem Umstand wird bei der experimentellen Bestimmung nicht Rücksicht getragen. Das heisst, nur in den seltensten Fällen wurde das Fahrbahnprofil im Verlauf des Versuchs erfasst. In Bild 86 ist vermerkt, dass man eine Analogie ziehen kann zwischen der Anregung in einer dynamischen Untersuchung und den statischen Lasten in einer statischen Berechnung. Aus dieser Warte gesehen ist die Angabe eines gemessenen Vergrößerungsfaktors  $\Phi$  ohne Angabe der Unebenheiten gleichbedeutend mit der Angabe einer Durchbiegung ohne Angabe der Lasten. Dies erklärt zu einem

gewissen Grad, warum sich die Ergebnisse von „dynamischen Lastversuchen“ (siehe Bild 3, Seite 3) so stark streuen.

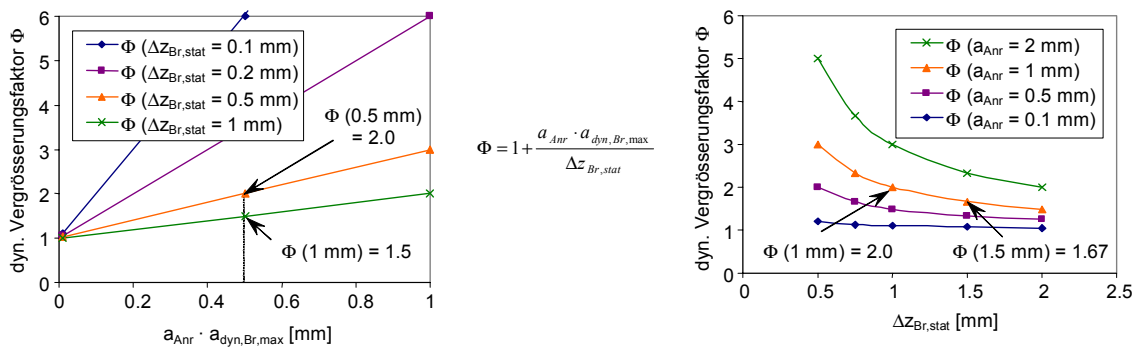


Bild 95: Unmittelbare Einflussfaktoren für den dynamischen Vergrößerungsfaktor

#### 4.4.4 Einfluss der Systemsteifigkeit

Die Übertragungsfunktion ist zwar unabhängig von der absoluten Grösse der Frequenzen  $f_{Br}$  und  $f_{Fz}$ , nicht jedoch der dynamische Vergrößerungsfaktor  $\Phi$ . Dies erkennt man bereits aus der Definition von  $\Phi$  in Bild 93. Je kleiner die statische Verschiebung bei gleich bleibender dynamischer Vergrößerung, desto grösser der Vergrößerungsfaktor. Dieser einfache Zusammenhang ist aus Bild 95 rechts ersichtlich, in welchem die Relation für den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  in Funktion verschiedener statischer Verschiebungen aufgetragen ist. Wenn sich eine Brücke von unterschiedlich schweren Fahrzeugen zu ungefähr gleich starken Schwingungen anregen lässt, dann ergibt sich für leichte Fahrzeuge ein viel grösserer Faktor  $\Phi$ , obwohl die Brücke absolut gesehen weniger beansprucht wird. Wie Bild 95 links zeigt, erhöht sich der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  von 1.5 auf 2.0, wenn das Fahrzeuggewicht halbiert wird.

Dieser Umstand lässt sich wiederum sehr anschaulich durch einen Vergleich mit der Statik erklären. Infolge der Anregung durch Fahrbahnunebenheiten handelt es sich bei der Antwort des Systems grundsätzlich um eine erzwungene Schwingung. Ein statisches System reagiert auf eine aufgezogene Verschiebung (Zwängung) desto stärker, je steifer es ist. Genauso verhält es sich bei der erzwungenen Schwingung. **Je steifer das System, desto grösser der Vergrößerungsfaktor bei gleicher Fahrbahnunebenheit.**

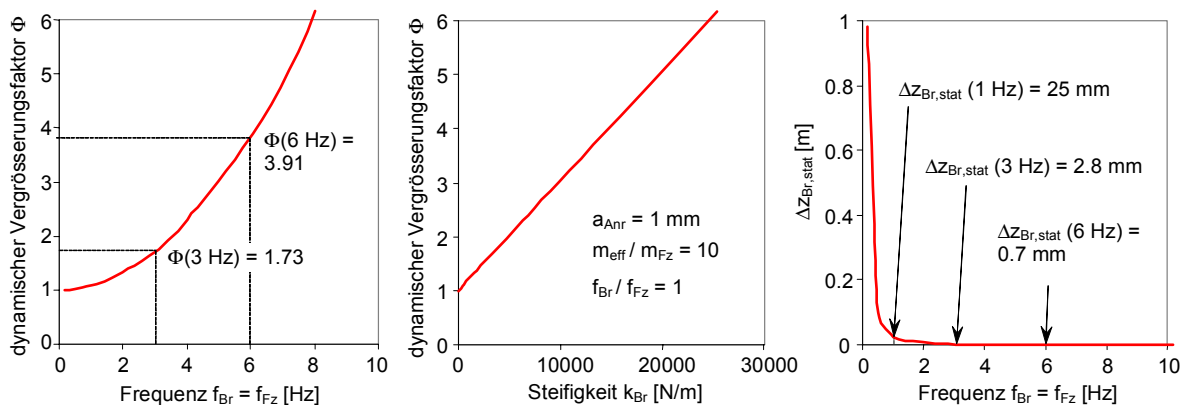


Bild 96: Einfluss der Anregungsamplitude in Funktion der absoluten Systemsteifigkeit

Bild 96 illustriert diesen Zusammenhang am Beispiel eines Systems mit  $m_{eff} / m_{Fz} = 10$ ,  $f_{Br} / f_{Fz} = 1$  und  $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10$  %, welches durch ein sinusförmiges Fahrbahnprofil mit einer Amplitude  $a_{Anr} = 1$  mm angeregt wird. Das Diagramm links zeigt, dass der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  überproportional mit der Frequenz  $f_{Br}$  steigt. Während sich für  $f_{Br} = f_{Fz} = 3$  Hz ein Wert von  $\Phi = 1.73$  ergibt, beträgt er für die doppelte Frequenz bereits 3.91. Wie das Diagramm in der Mitte zeigt, verläuft die Relati-



on linear, wenn man  $\Phi$  in Funktion der Steifigkeit  $k_{Br}$  aufträgt. Rechts ist zusätzlich der Verlauf der statischen Verschiebung der Brücke  $\Delta z_{Br,stat}$  infolge der statischen Belastung durch das Fahrzeug aufgetragen. Bei der Interpretation der Diagramme in Bild 96 ist zu beachten, dass Aufbauschwingungen eines Fahrzeugs kaum Eigenfrequenzen oberhalb von  $f_{Fz} = 4$  Hz aufweisen. Für höhere Frequenzen stimmen die Diagramme in Bild 96 daher nicht mehr ganz.

Der aufgezeigte Zusammenhang zwischen der Systemsteifigkeit und dem Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  steht in einem gewissen Widerspruch zu den Messungen (Bild 3, Seite 3). Ohne künstliches Hindernis wird generell eine Abnahme von  $\Phi$  mit steigender Steifigkeit festgestellt. Die Erklärung ist darin zu suchen, dass eine Brücke generell desto steifer ist, je kürzer sie ist. Da kurze Brücken schneller überquert werden, fällt die Anregung gesamthaft geringer aus. Ausserdem macht sich der Einfluss des Frequenzverhältnisses bemerkbar, welcher bereits in Bild 92 erwähnt wurde und im nächsten Abschnitt noch eingehender behandelt wird. Interessant ist jedoch, dass die Resultate für die Messungen mit künstlichem Hindernis (Bild 3 rechts, Seite 3) nicht unbedingt den Schluss zulassen, dass  $\Phi$  mit steigender Steifigkeit abnimmt. In diesem Fall ist die Anregung unabhängig von der Länge der Brücke, und der aufgezeigte Zusammenhang kommt zu Tragen.

#### 4.4.5 Einfluss des Frequenzverhältnisses

Aufgrund zahlreicher Messungen in Kanada wird in [Csagoly et al. 1972] festgestellt, dass die stärksten Schwingungen dann auftreten, wenn die Eigenfrequenzen von Fahrzeug und Brücke übereinstimmen, oder wenn die Fahrbahn sehr uneben ist (siehe Abschnitt 9.1.2). Der möglichen Übereinstimmung der Eigenfrequenzen wurde in der Folge unter dem Stichwort „Resonanzeffekt“ (engl. „frequency matching“) grosse Bedeutung zugemessen, und sie wurde insbesondere durch R. Cantieni eingehend untersucht. Die besondere Sensibilität von Brücken zwischen 2 und 4 Hz wurde bestätigt, ein direkter quantitativer Zusammenhang konnte jedoch nicht hergestellt werden. R. Cantieni schreibt in seiner Doktorarbeit [Cantieni 1992], die sich primär mit dieser Fragestellung auseinandersetzt: „Der frequenzmässige Zusammenhang Fahrzeug / Brücke beschränkt sich nicht wie erwartet auf ein einfaches Resonanzproblem, ... sondern ist wesentlich vielschichtiger. ... Die qualitativen Zusammenhänge erwiesen sich als so komplex, dass darauf verzichtet werden musste, quantitativen Problemen nachzugehen“. In diesem Abschnitt wird darauf eingegangen, welche Schlüsse man aufgrund der Analyse eines Zweimassenschwingers auf diesen Parameter ziehen kann. Wie Bild 97 zeigt, macht sich das Frequenzverhältnis sehr deutlich in der Übertragungsfunktion bemerkbar. Um generelle Schlüsse zu ziehen, ist jedoch eine umfassende Analyse erforderlich.

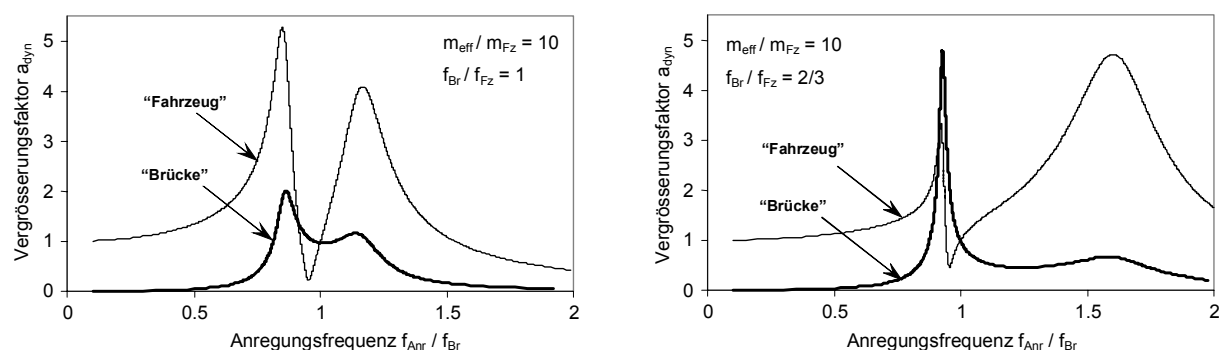


Bild 97: Übertragungsfunktionen für unterschiedliche Frequenzverhältnisse ( $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10\%$ )

Bild 98 zeigt zuerst die Auswertung der Übertragungsfunktion des „Fahrzeugs“. Die Kurven beschreiben den Verlauf der maximalen Vergrößerung  $a_{dyn,Fz,max}$  in Funktion des Massen- und Frequenzverhältnisses. Da dieser Wert die Relativverschiebung zwischen den zwei Massen beschreibt, lässt sich auf die Grösse der dynamischen Radkräfte schliessen. Dieser Zusammenhang gilt jedoch nur für geringe Anregungsfrequenzen und Dämpfungsraten. Im Allgemeinen sind die Radkräfte nicht nur proportional zur Relativverschiebung sondern auch zur Relativgeschwindigkeit. Für Fre-

quenzen unter 10 Hz und geringe Amplituden ist der Einfluss der Dämpfungskraft jedoch so schwach, dass sie das gezeigte Bild nicht stark verändert (siehe auch Bild 223, Seite 216).

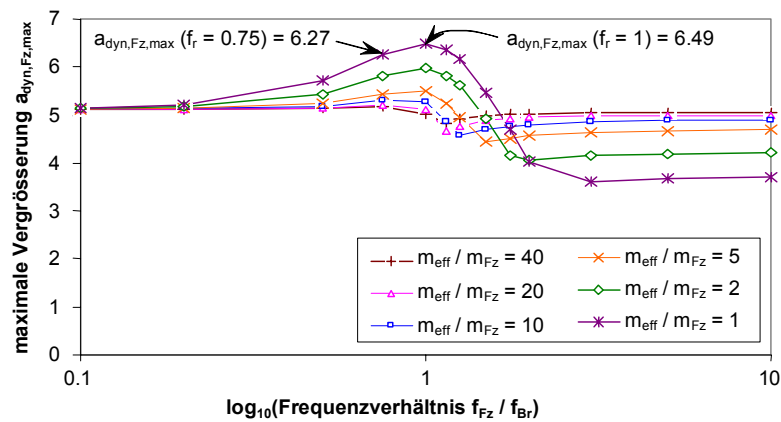


Bild 98: Maximale Vergrößerung der (relativen) Fahrzeugverschiebung  $a_{\text{dyn},Fz,\text{max}}$  in Abhängigkeit vom Massen- und Frequenzverhältnis ( $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10\%$ )

Die Grafik macht deutlich, dass die Gegenwart einer Brücke für Massenverhältnisse  $m_{\text{eff}} / m_{Fz}$  grösser 5 nur einen unbedeutenden Einfluss auf die dynamischen Radkräfte hat. Die Vergrößerungsfaktoren schwanken in einer Bandbreite von 10 % um den Wert 5. Erst für schwerere Fahrzeuge macht sich die Präsenz einer Brücke deutlicher bemerkbar. Dieses Resultat entspricht den experimentell gewonnenen Erkenntnissen, bei denen generell nur ein geringer Einfluss der Brückensteifigkeit auf die dynamischen Radkräfte festgestellt wurde.

Die Auswertung der vor und auf der Deibüelbrücke gemessenen Radkräfte im Zeitbereich ergab, dass bei starken Unebenheiten praktisch kein Unterschied feststellbar ist, während es bei geringen Unebenheiten auf die Fahrgeschwindigkeit ankommt. Bei tiefen Geschwindigkeiten waren die auf der Brücke gemessenen Radkräfte etwas grösser, und bei grossen Geschwindigkeiten etwas tiefer als auf „starrer“ Unterlage [Cantieni 1988]. Berücksichtigt man, dass die eingesetzten Fahrzeuge mit Blattfedern ausgerüstet waren, welche bei starker Anregung aufgrund der stärkeren Dämpfung eine Reduktion der Eigenfrequenzen bewirken, dann lässt sich dies teilweise anhand von Bild 98 erklären. Die Aufbaueigenfrequenzen lagen etwas unter der Grundfrequenz der Brücke und das Massenverhältnis lag im Bereich von 20 bis 40. Somit ist bei schnellerer Fahrt mit einer Reduktion des Frequenzverhältnisses und folglich mit tieferen dynamischen Radkräften zu rechnen.

Die Ergebnisse in Bild 98 sind unabhängig von den absoluten Massen und Steifigkeiten der „Brücke“ und des „Fahrzeugs“. Setzt man im vorliegenden Beispiel ( $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10\%$ ) als ungekoppelte Grundfrequenz der Brücke  $f_{Br} = 3$  Hz und als Anregungsamplitude = 1 mm, dann ergeben sich die in Bild 99 gezeigten Kurven für den dynamischen Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  in Funktion des Massen- und Frequenzverhältnisses. Sieht man von der Wirkung von (für die Tragsicherheit irrelevanten) sehr leichten Fahrzeugen ab (Massenverhältnis grösser 10) so ergibt sich **generell eine Zunahme von  $\Phi$  mit zunehmender Steifigkeit des „Fahrzeugs“**. Dieses Resultat ist kohärent mit dem Einfluss der Systemsteifigkeit: Je steifer das System, desto stärker wirkt sich eine aufgezwungene Verformung auf. Dies gilt für das Fahrzeug alleine genau so wie für das gesamte System. Anders betrachtet werden Fahrbahnunebenheiten desto weniger abgefedert, je steifer das Fahrzeug ist, und die Brücke entsprechend stärker angeregt.

Bestätigt wird dieser Zusammenhang durch experimentelle Resultate, bei denen in der Regel Fahrzeuge mit sehr steifen Blattfedern bedeutendere dynamische Vergrößerungsfaktoren ergeben als solche mit weicheren Luftfedern. Bei sechs von sieben im Rahmen von OECD DIVINE [Cantieni et al. 2000] untersuchten Brücken ergaben Fahrzeuge mit Blattfedern höhere Werte für den Faktor  $\Phi$  als solche mit Luftfedern. Für die blattgefederten Fahrzeuge war  $\Phi$  im Durchschnitt um 70% höher als für die luftgefederten, wobei die Eigenfrequenzen der Fahrzeuge mit Blattfedern ca. doppelt so gross waren wie derjenigen mit Luftfedern.

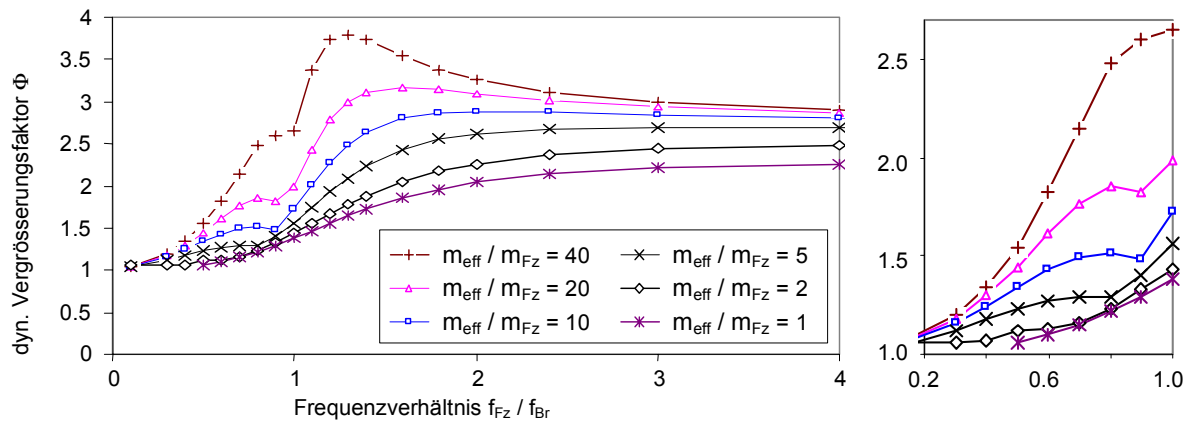


Bild 99: Maximaler dynamischer Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  der „Brücke“ in Funktion des Massen- und Frequenzverhältnisses ( $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10\%$ )

Die Kurve für das Massenverhältnis 40 in Bild 99 gibt einen Hinweis, warum R. Cantieni grosse Schwierigkeiten hatte, den „Resonanzeffekt“ experimentell zu analysieren. Zum einen tritt dieser nicht bei genau übereinstimmenden Eigenfrequenzen  $f_{Fz}$  und  $f_{Br}$  auf, zum anderen ist er je nach Massenverhältnis wo anders und mehr oder weniger ausgeprägt. Dass es den Resonanzeffekt wirklich gibt, lässt sich jedoch gut anhand des in Bild 90 vorgestellten Modells illustrieren. Variiert man bei diesem Modell die Steifigkeit der Brücke, wodurch sich das Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz}$  ändert, dann erhält man den in Bild 100 links dargestellten Verlauf des Vergrößerungsfaktors, der eine deutliche Überhöhung im Bereich übereinstimmender Eigenfrequenzen  $f_{Fz}$  und  $f_{Br}$  aufweist.

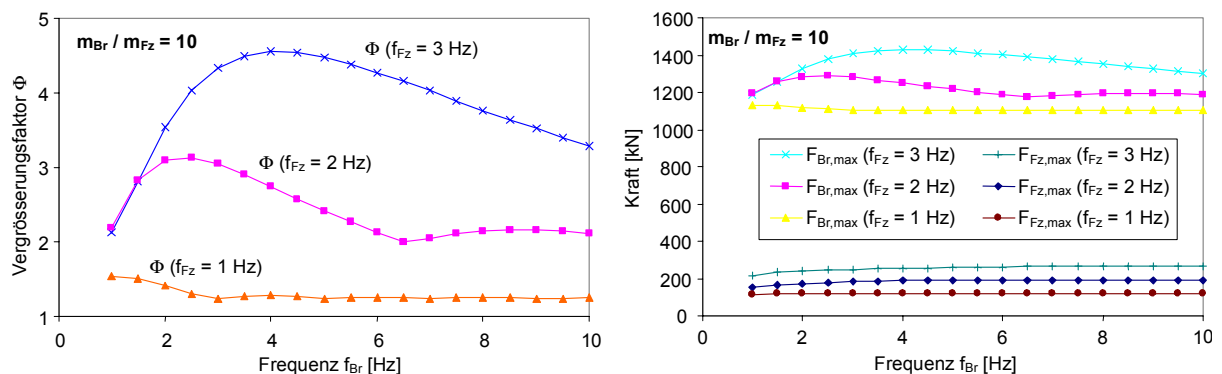


Bild 100: Vergrößerungsfaktor der Brückenverschiebungen (links) und Verlauf der Maximalkraft in der „Brücke“ und der „Aufhängung“ in Funktion der ungekoppelten Fahrzeug- und Brückenfrequenz ( $m_{Br} / m_{Fz} = 10$ )

Bild 100 links bringt klar zum Ausdruck, dass der Resonanzeffekt im Zusammenhang mit der Tragsicherheit von Strassenbrücken praktisch bedeutungslos ist. Je schwerer ein Fahrzeug ist, desto mehr verschiebt sich der Effekt in den unteren Frequenzbereich. Bei tragsicherheitsrelevanten, sehr schweren Fahrzeugen liegen die Eigenfrequenzen von Aufbauschwingungen typischerweise unterhalb von  $f_{Fz} = 2$  Hz. Tiefe Grundfrequenzen ( $f_{Br} < 2$  Hz) sind jedoch nur für relativ grosse Brücken bzw. deren Längsträger zu erwarten. Für diese ist wiederum die Belastung durch ein Einzelfahrzeug sehr gering. Dies kommt in Bild 100 nicht ganz zum Ausdruck, weil der Zusammenhang zwischen (wirksamer) Brückenmasse  $m_{eff}$  und Eigenfrequenz  $f_{Br}$  nicht berücksichtigt wurde. In Wirklichkeit ändert sich mit der Eigenfrequenz  $f_{Br}$  auch die Brückenmasse  $m_{eff}$ , das heisst Brücken mit tiefen Grundfrequenzen sind normalerweise wesentlich schwerer als solche mit hohen Grundfrequenzen.

Bild 100 rechts zeigt den Verlauf der Maximalkräfte in der „Brücke“ und der „Aufhängung“, was im Gegensatz zum Vergrößerungsfaktor ein besseres Bild der absoluten Beanspruchung der „Brücke“ gibt. Man erkennt wiederum deutlich, dass die absolute Steifigkeit des Fahrzeugs einen noch grös-

seren Einfluss als das Frequenzverhältnis hat, da die Beanspruchung durch steifere Fahrzeuge über jener durch weichere Fahrzeuge liegt. Es bestätigt sich, dass maximale Vergrößerungsfaktoren bei leichten, steifen Fahrzeugen zu erwarten sind, wobei bei gleicher Anregung eine zusätzlich Erhöhung im Fall von Brücken auftritt, deren Grundfrequenz je nach Massenverhältnis etwas tiefer als die massgebliche Aufbau-Eigenfrequenz ist. Da der Fokus dieser Arbeit auf tragsicherheitsrelevante Lastfälle gerichtet ist, wird dem Resonanzeffekt weiter keine Bedeutung zugemessen.

#### 4.4.6 Einfluss der Fahrzeugmasse bzw. des Massenverhältnisses

Von grösster Bedeutung im Zusammenhang mit der Tragsicherheit ist der Einfluss des Fahrzeuggewichts auf den Vergrößerungsfaktor. Dieser lässt sich wieder besonders gut anhand des Modells mit impulsartiger Anregung (Bild 90) darstellen. Bild 101 zeigt links den Verlauf der Radkraft-Vergrößerung und rechts den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  für die Beanspruchung der Brücke. Die oberen Diagramme wurden für ein Massenverhältnis  $m_{Br} / m_{Fz,10to} = 10$  bestimmt, die unteren für  $m_{Br} / m_{Fz,10to} = 2$ . Da die Fahrzeugmasse in der Parameterstudie variiert wird, gilt das Verhältnis offensichtlich nur für das Referenzgewicht  $m_{Fz} = 10$  to. Da sich das Verhalten des Systems gemäss Bild 87 in Funktion des dimensionslosen Parameters  $m_{Br} / m_{Fz}$  angeben lässt, gelten die Resultate auch für den Fall ein und desselben Fahrzeugs, welches über verschiedenen „schwere“ Brücken fährt. Bei dieser Interpretation ist wieder zu berücksichtigen, dass der Zusammenhang zwischen Brückenmasse und Grundfrequenz nicht wirklichkeitsnah erfasst ist.

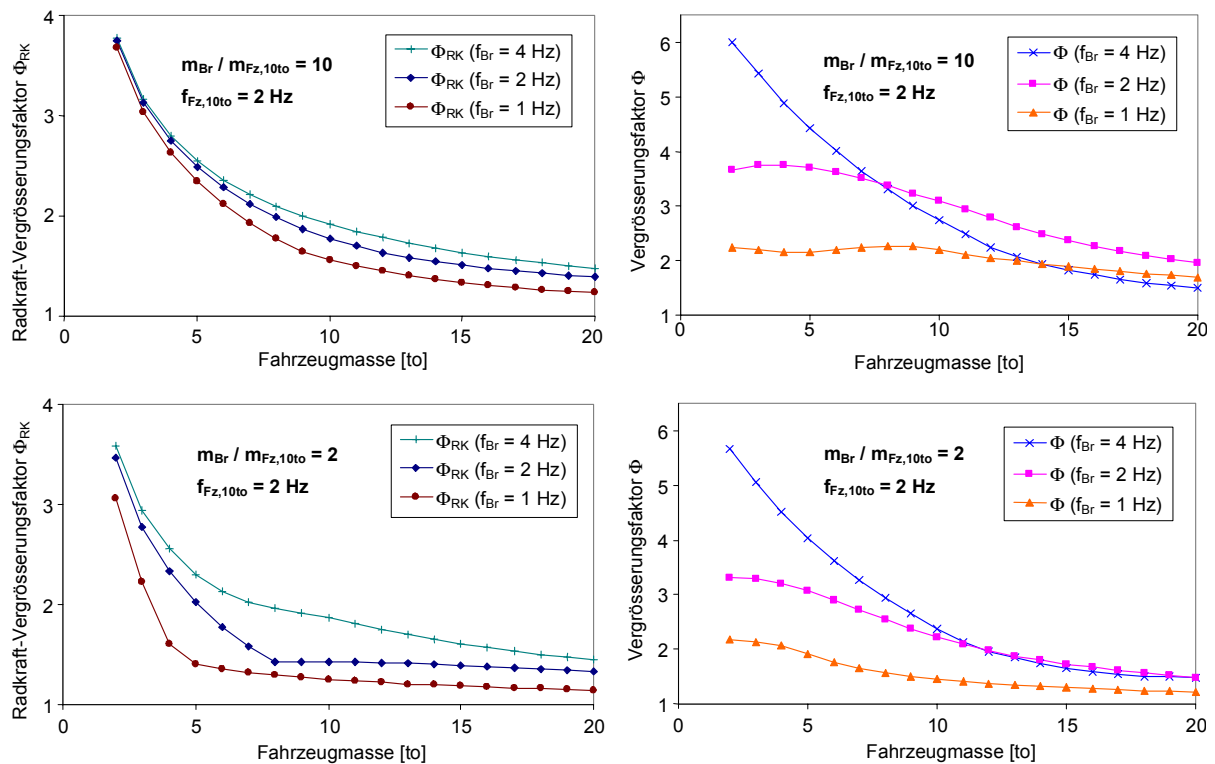


Bild 101: Vergrößerungsfaktor der Radkräfte (links) und der Brückenverschiebungen (rechts) in Funktion der Fahrzeugmasse und Brückensteifigkeit ( $m_{Br} / m_{Fz} = 10$ )

Die Resultate für den Radkraft-Vergrößerungsfaktor (links) zeigen ganz deutliche eine Abnahme mit zunehmendem Fahrzeuggewicht. Dies entspricht den Resultaten aus Abschnitt 3. Dieser Zusammenhang bestätigt sich im Fall des Vergrößerungsfaktors der Brückenbeanspruchung, wobei sich der Resonanzeffekt bei sehr leichten Fahrzeugen geringfügig bemerkbar macht. Im Hinblick auf tragsicherheitsrelevante Belastungen sind vor allem die Verläufe für relativ steife, weil kleine Brücken von Interesse, weil nur in diesen Fällen die dynamische Vergrößerung der Beanspruchung gesamthaft ins Gewicht fällt. Wie die Kurven für  $f_{Br} = 4$  Hz zeigen, hat der Resonanzeffekt in die-

sem Fall keinen Einfluss, und es auf jeden Fall mit einer Abnahme von  $\Phi$  mit zunehmendem Fahrzeuggewicht gerechnet werden.

Dass der Vergrößerungsfaktor auch bei periodischer Anregung mit zunehmender „Fahrzeug“-Masse abnimmt, wurde bereits anhand des Beispiels zur Analyse im Zeitbereich (Abschnitt 4.3.2) gezeigt, (Bild 88 und Bild 89, Seite 69). In Bild 102 sind die Übertragungsfunktionen für die zwei verglichenen Fälle abgebildet, welche noch einmal klar verdeutlichen, dass die hohen Vergrößerungsfaktoren für leichte Einzelfahrzeuge einen völlig irreführenden Eindruck von der Beanspruchung der Brücke vermitteln. Bei schweren Fahrzeugen fällt die Reaktion der Brücke wesentlich markanter aus, nur ergibt sich im Verhältnis zur statischen Verschiebung infolge „Fahrzeug“-Gewicht ein geringerer Vergrößerungsfaktor.

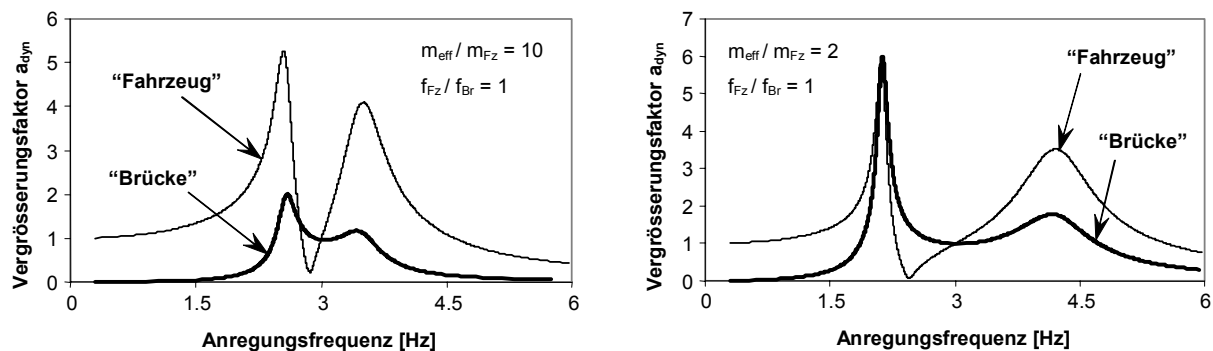


Bild 102: Vergrößerungsfaktoren  $a_{dyn}$  in Abhängigkeit des Massenverhältnisses; links:  $m_{eff} / m_{Fz} = 10$ , rechts:  $m_{eff} / m_{Fz} = 2$ , ( $f_{Fz} / f_{Br} = 1$ ,  $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10 \%$ )

Um den Einfluss des Massenverhältnisses über einen grösseren Bereich der Parameter zu erfassen, wurden die Kurven in Bild 99 in eine andere Form gebracht. Bild 103 zeigt die Daten in Funktion des Massenverhältnisses für unterschiedliche Frequenzverhältnisse. Die für das Frequenzverhältnis 1 gemachte Feststellung, dass der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  mit abnehmendem Massenverhältnis abnimmt, lässt sich aufgrund dieses Diagramms für alle Massenverhältnisse verallgemeinern.

Wenn man das Verhalten des Systems speziell im Hinblick auf den Einfluss der Dämpfung genauer analysiert, gelangt man zur Erkenntnis, dass es sich nur vordergründig um den Einfluss des Massenverhältnisses handelt. Da die Dämpfung nicht absolut als Dämpfungskoeffizient  $c$  [Ns/m] sondern als Dämpfungsrate  $\zeta$  [%] berücksichtigt wurde, **steigt die Dämpfung im System mit zunehmendem Anteil der Fahrzeugmasse an der Gesamtmasse** des Systems. Die Fahrzeuge haben daher zu einem gewissen Grad die Wirkung von Tilgern im System. Dies ist insbesondere von Bedeutung, wenn viele Fahrzeuge auf einer Brücke stehen, die zu Schwingungen angeregt wird.

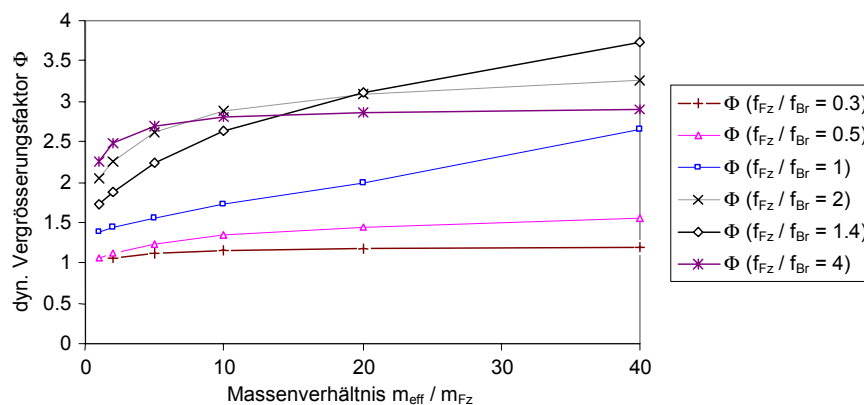


Bild 103: Einfluss des Massenverhältnisses auf den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  ( $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10 \%$ )

In der Realität darf jedoch nicht automatisch angenommen werden, dass schwere Fahrzeuge die gleiche Dämpfungsrate besitzen wie leichte. Ein Dämpfer wird durch den Dämpfungskoeffizienten und nicht durch die Dämpfungsrate charakterisiert, welche eine Eigenschaft eines schwingenden Systems ist. Wenn Fahrzeuge überladen werden, wird der Dämpfer nicht ausgetauscht, und somit sinkt die Dämpfungsrate bei gleich bleibendem Dämpfungskoeffizienten.

Um den Einfluss des Massenverhältnisses genauer vom Einfluss der Dämpfung zu trennen, zeigt Bild 104 eine Gegenüberstellung der Resultate mit fester Dämpfungsrate ( $\zeta_{Br}$  fix) und festem Dämpfungskoeffizienten ( $c_{Br}$  fix). Links wurde ein Frequenzverhältnis  $f_{Fz} / f_{Br} = 1$  angenommen, rechts ist die Brücke dynamisch doppelt so steif ( $f_{Fz} / f_{Br} = 0.5$ ). Die unteren Bilder zeigen die Resultate für die maximale dynamische Vergrößerung  $a_{dyn,Br,max}$ , die obere für den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$ . Das Massenverhältnis wird eher geringfügig variiert, da ein Fahrzeug nicht beliebig überladen werden kann.

Die unteren Diagramme zeigen deutlich, dass die Vergrößerung  $a_{dyn,Br,max}$  viel grösser ist, wenn das „Fahrzeug“ eine geringere Dämpfung aufweist (Massenverhältnisse kleiner 10). Dieser Unterschied macht sich je nach Frequenzverhältnis unterschiedlich stark in den oberen Diagrammen bemerkbar. Für  $f_{Fz} / f_{Br} = 1$  lässt dies auf den ersten Blick den Schluss zu, durch die Verdoppelung des Fahrzeuggewichts steigt  $\Phi$  von 1.56 auf 1.97. Es darf jedoch nicht übersehen werden, dass im Fall von Überladung die Federungen genauso wenig ausgetauscht werden wie die Dämpfer. Bei Überladung sinkt daher die Frequenz  $f_{Fz}$ , und zwar bei einer Verdoppelung des Fahrzeuggewichts um den Faktor  $1/\sqrt{2}$ . Aus den Resultaten für das Frequenzverhältnis  $f_{Fz} / f_{Br} = 0.5$  ist ersichtlich, dass die Wirkung der Steifigkeit überwiegt, sodass der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  insgesamt abnimmt. Konkret verringert sich  $\Phi$  von 1.73 für  $m_{eff} / m_{Fz} = 10$  auf 1.37 für  $m_{eff} / m_{Fz} = 5$ , wenn Dämpfungs- und Steifigkeitskonstante konstant belassen werden.

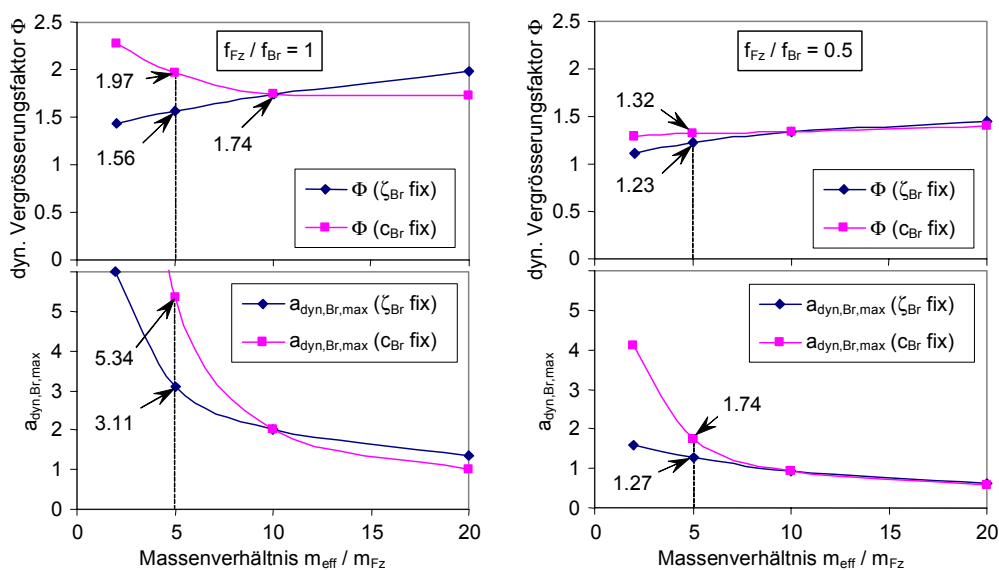


Bild 104: Einfluss von Massenverhältnis und Dämpfung auf der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  und die maximale Vergrößerung  $a_{dyn,Br,max}$

Die Daten der Versuchskampagne an Deibüelbrücke [Cantieni 1988] erlauben es wiederum, die etwas theoretisch erscheinenden Resultate des einfachen Modells zu überprüfen. Tabelle 5 zeigt die maximalen dynamischen Vergrößerungsfaktoren, die pro Fahrzeugtyp gemessenen wurden, zusammen mit deren Fahrzeugmasse und der kritischen Fahrgeschwindigkeit. Es wird bestätigt, dass der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  generell mit abnehmendem Massenverhältnis abnimmt. Eine Ausnahme bilden die 3- und 4-achsigen Einzelfahrzeuge, welche relativ schwere Baustellentransporter (Kipper) sind. Diese Fahrzeuge sind im Hinblick auf den Einsatz auf den zumeist nicht sehr ebenen Baustellen mit starken Federungen ausgerüstet, die vor allem bei starken Unebenheiten wirksam

werden. Dies bestätigt wiederum, dass der Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  mit zunehmender Steifigkeit des Fahrzeugs zunimmt.

Fahrzeugmasse [to]	Massenverhältnis	$\Phi$	Geschwindigkeit [km/h]	Fahrzeugtyp
16 to	50	1.55	53 km/h	Einzelfahrzeug, 2 Achsen
28 to	28	1.75	75 km/h	Einzelfahrzeug, 3 oder 4 Achsen
30 to	26	1.45	75 km/h	Aufliegerfahrzeug
40 to	20	1.35	50 km/h	Fahrzeug mit Anhänger

Tabelle 5: Gemessene, maximale dynamische Vergrößerungsfaktoren  $\Phi$  in Abhängigkeit des Massenverhältnisses (gemäss [Cantieni 1988])

#### 4.4.7 Einfluss der Dämpfung

Im vorangehenden Abschnitt wurde gezeigt, dass die Dämpfung einen bedeutenden Einfluss im System hat. Um diesen Einfluss zu bestimmen, ohne auf den gleichzeitigen Einfluss des Massenverhältnisses Rücksicht nehmen zu müssen, zeigt Bild 105 den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  nur in Funktion der Dämpfungsrate. Auffällig ist, dass der Einfluss im Bereich der Werte unter 10 % Dämpfungsrate bedeutend ist, während er über 10 % relativ gering ist. Von Relevanz ist dies vor allem bei Fahrzeugen mit Blattfederungen, welche bei kleinen Relativverschiebungen geringe Dämpfungsraten im Bereich von 5 % und erst bei stärkerer Anregung hohe Werte im Bereich von 10 % und darüber erreichen (siehe Abschnitt 11.4.8).

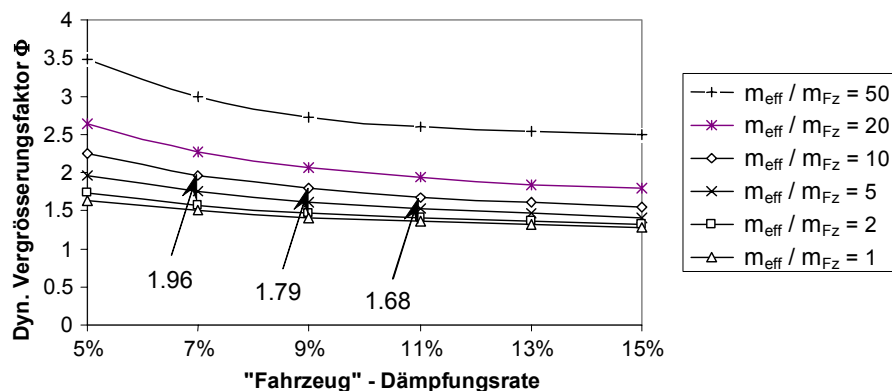


Bild 105: Maximaler dynamischer Vergrößerungsfaktor in Funktion der Dämpfungsrate des „Fahrzeug“ ( $f_{Br} / f_{Br} = 1$ )

Um den Einfluss der Dämpfung auf den Vergrößerungsfaktor noch deutlicher zu machen und ihn gleichzeitig vom Einfluss der Fahrzeugmasse zu trennen, eignet sich das Modell des Einmassenschwingers als nochmalige Vereinfachung des Systems „Fahrzeug“ + „Brücke“, obwohl es wichtige Phänomene der Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke ausser Acht lässt. Fahrzeug- und Brückenmasse werden in der Masse  $m_{\text{Sys}}$  zusammengefasst, und das Verformungs- und Dämpfungsverhalten im linearen Feder-Dämpfer-Element des Schwingers. Bild 106 zeigt links die Übertragungsfunktion des Einmassenschwingers in Abhängigkeit von der Dämpfungsrate, und rechts oben die Definition des Vergrößerungsfaktors  $\Phi$ . Bereits aus der Definition erkennt man, dass die wichtigsten Parameter die Anregungsamplitude  $a_{\text{Anr}}$ , der Vergrößerungsfaktor  $a_{\text{dyn,max}}$ , die Steifigkeit der Brücke  $k_{Br}$  sowie das Gewicht des Fahrzeugs  $m_{FZ} \cdot g$  ist.

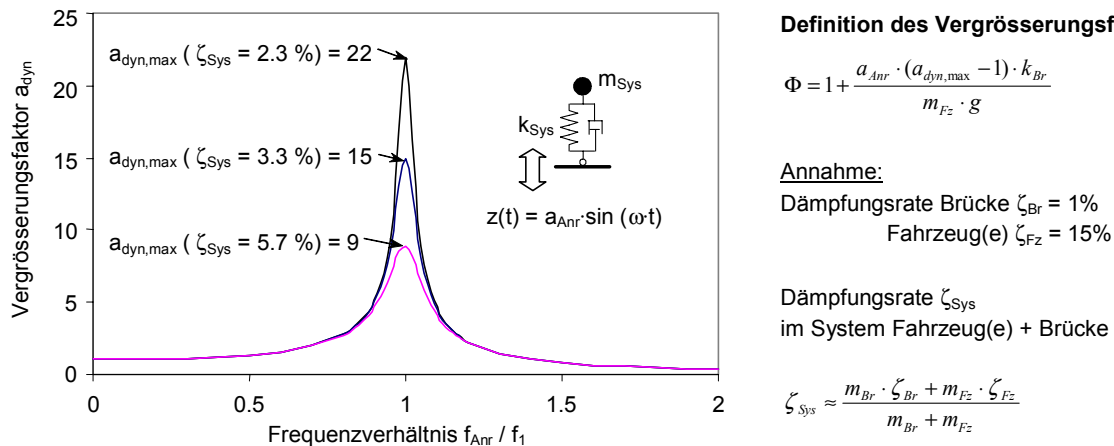


Bild 106: Parameterstudie am reduzierten Modell des Einmassenschwingers

Die Dämpfung des Systems bzw. dessen Komponenten fließt nicht direkt sondern über die Übertragungsfunktion  $a_{dyn}$  in die Beziehung ein. Der Einfluss der Dämpfung auf den Maximalwert der Übertragungsfunktion lässt sich sehr einfach abschätzen:  $a_{dyn,max} = 1 / (2 \cdot \zeta)$ . Die Dämpfung des Systems setzt sich einerseits aus jener der Brücke und andererseits aus jener des Fahrzeugs zusammen. Mit guter Genauigkeit lässt sich annehmen, dass die Dämpfungsraten anteilmässig zur Masse in das System einfließen (siehe Bild 106 unten rechts). Somit lässt sich der quantitative Einfluss der einzelnen Parameter auf den maximalen Vergrößerungsfaktor  $\Phi_{max}$  direkt aus der Definition des Vergrößerungsfaktors ablesen.

Wenn der Anteil der Fahrzeugmasse an der Systemmasse erhöht wird, reduziert sich der Vergrößerungsfaktor umgekehrt proportional dazu. Die Dämpfung im System nimmt jedoch nicht direkt proportional zur Masse zu. In der unten stehenden Tabelle ist gezeigt, dass die Systemdämpfung bei einer 100%-igen Zunahme der Fahrzeugmasse  $m_{Fz}$  um ca. 44% zunimmt. Der Vergrößerungsfaktor  $a_{dyn,max}$  verringert sich infolge dessen um 32%. Vergleicht man nun den Einfluss des Gewichts sowie der Dämpfung der Fahrzeuge, so kommt man aufgrund dieser einfachen Überlegung zum Schluss, dass das Gewicht wesentlich wichtiger ist.

$m_{Br}$	$m_{Fz}$	$m_{Fz} / (m_{Br} + m_{Fz})$	$\zeta_{Sys}$	$a_{dyn,max}$
10	1	9.1%	2.3%	22
10	2 (+ 100%)	16.7% (+ 83%)	3.3% (+ 43.5%)	15 (- 32%)
10	5 (+ 500%)	33.3% (+ 266%)	5.7% (+ 145%)	9 (- 59%)

Tabelle 6: Vergleich des Einflusses der Fahrzeugmasse und der Fahrzeugdämpfung auf den Vergrößerungsfaktor

#### 4.4.8 Zusammenfassung der Parameterstudie

Die Analyse eines Zweimassenschwingers gibt einen Eindruck davon, wie kompliziert die Zusammenhänge in Wirklichkeit bei der Fahrt eines Fahrzeugs über eine Brücke sind. Statt einer sinusförmigen Anregung oder eines einzelnen Impulses hat man in der Realität ein unregelmässiges Fahrprofil, das Fahrzeug weist mehr als nur eine relevante Eigenschwingungsform auf, bei deren Anregung sich das Achsstandfiltern auswirkt, und auch die Brücke weist mehr als nur eine Eigenschwingungsform auf, abgesehen von den Wechselwirkungsphänomenen, welche eine Variation der Systemparameter in Funktion der Fahrzeugposition bewirken.

Dennoch erweisen sich die Resultate der Parameterstudie als sehr hilfreich bei der Interpretation von Versuchsergebnissen. Dies konnte anhand des Vergleichs der Resultate mit Messungen gezeigt werden. Die wichtigsten Erkenntnisse aus der Parameterstudie sind in Tabelle 7 zusammengefasst.



Einflussfaktor	Bedeutung	Wirkung
Anregungsfrequenz (Fahrgeschwindigkeit)	gross	für sehr kleine Fahrgeschwindigkeiten $\Phi = 0$ , ausser bei speziellen Unebenheiten
Anregungsamplitude (Grösse der Fahrbahnunebenheiten)	gross	durch Strassenunterhalt auf ein gewisses Ausmass beschränkt
Systemsteifigkeit	mittel	wird übertroffen vom Einfluss der Anregungsdauer (Brückenlänge) und des Frequenzverhältnisses
Frequenzverhältnis	mittel	Je steifer das Fahrzeug, desto grösser der Vergrösserungsfaktor $\Phi$ bzw. je steifer die Brücke im Vergleich zum Fahrzeug, desto kleiner $\Phi$
Fahrzeugmasse / Massenverhältnis	sehr gross	deutliche Abnahme von $\Phi$ mit zunehmendem Fahrzeuggewicht
Dämpfung	gering	geringer Einfluss bei Dämpfungsraten $\zeta_{Fz} > 10\%$

Tabelle 7: Zusammenfassung der Parameterstudie zum System Brücke + 1 Fahrzeug

Da gewisse Einflussfaktoren wie die Systemsteifigkeit und das Frequenzverhältnis eine gegenteilige Wirkung haben, stellt sich die Frage, welcher Einfluss insgesamt gesehen überwiegt. Bei der Beantwortung dieser Frage sind die durch die EMPA in der Schweiz gemessenen  $\Phi$ -Werte sehr hilfreich, welche in Bild 107 links noch einmal dargestellt sind [Cantieni 1983]. Die Abszisse fängt erst bei  $f_{Br} = 1$  Hz an, weil keine Messungen an weicheren Brücken vorliegen. Wie in der Einleitung bereits erwähnt wurde, erlauben die Messungen nur zwei Schlüsse:

- Die gemessenen  $\Phi$ -Werte streuen sehr stark.
- Der  $\Phi$ -Wert nimmt mit steigender Grundfrequenz ab.

Der erste Punkt wurde bereits mit dem Einfluss der Anregungsamplitude erklärt. Mangels genauerer Informationen kann nicht gesagt werden, wie stark auch die anderen Einflussparameter hineinspielen. Der zweite Punkt entspricht dem Einfluss des Frequenzverhältnisses. Der Vergleich mit Messungen an Fussgängerbrücken (Bild 107 rechts) zeigt, dass diese Interpretation der Messungen vermutlich berechtigt ist: Auch bei der Anregung von Fussgängerbrücken durch einen einzelnen Fussgänger nimmt die Reaktion der Brücke mit zunehmender Steifigkeit ab.

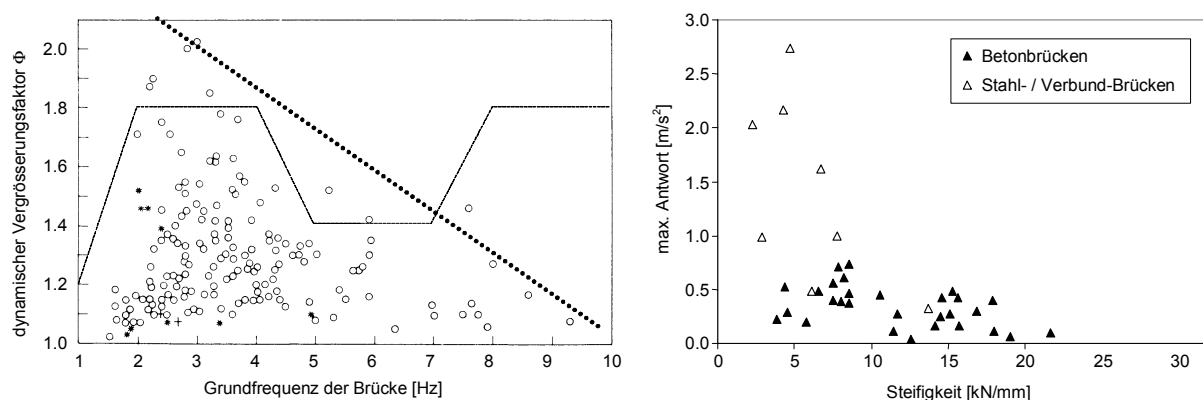


Bild 107: links: Messungen des dynamischen Vergrösserungsfaktors  $\Phi$  bei der Fahrt von Einzelfahrzeugen über Strassenbrücken [Cantieni 1983]; rechts: Messungen der Antwort von Fussgängerbrücken infolge der Anregung durch einen einzelnen Fussgänger [Bachmann et al. 1995]

Wenn man eine Analogie zur Statik zieht, dann bestätigt sich diese Erkenntnis: Auch bei statischen Berechnungen nimmt die Durchbiegung mit zunehmender Steifigkeit des Tragwerks ab. Der Schluss, dass in der Dynamik die Antwort mit zunehmender Steifigkeit abnimmt, erscheint aus dieser Warte relativ trivial und einleuchtend. In Bild 107 links eingezeichnet ist auch der Vorschlag von R. Cantieni für die Festlegung des dynamischen Vergrösserungsfaktors  $\Phi$  in Funktion der

Grundfrequenz der Brücke. Der Vorschlag beruht auf der Annahme, dass der „Resonanzeffekt“ bei der Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung dominiert. Diese Interpretation der Messungen erscheint weniger offensichtlich, aber wie in der Zusammenfassung (Abschnitt 4.8) noch gezeigt wird, ist dies ohnehin für die Festlegung eines Vergrößerungsfaktors  $\Phi$  für den Tragsicherheitsnachweis von geringer Bedeutung.

#### 4.5 Verhalten des Systems Brücke + mehrere Fahrzeuge

Sobald eine Brücke mehr als eine Fahrspur oder eine Spannweite über ca. 15 m aufweist, entspricht das für den Tragfähigkeitsnachweis massgebliche Gefährdungsbild der Belastung durch mehr als ein Fahrzeug. Aus der Literatur ist jedoch nur ein Fall bekannt, in welchem die Wirkung mehrerer Fahrzeuge theoretisch oder experimentell untersucht wurde [Cantieni 1988]. Während es versuchstechnisch mit einem sehr grossen Aufwand verbunden ist, mehrere Fahrzeuge einzusetzen und zu erfassen, lässt sich dies numerisch relativ einfach realisieren.

Bild 108 zeigt das Modell, das hier zur Erfassung der Wechselwirkung zwischen einer Brücke und mehreren Fahrzeugen verwendet wird. Die Brücke wird wiederum auf die erste Eigenschwingungsform reduziert und entsprechend als Einmassenschwinger modelliert. Die Fahrzeuge werden in Analogie zum Zweimassenschwinger in Bild 86 auf die Brücke aufgesetzt. Die Anregung erfolgt durch die Vertikalverschiebung der „Fahrzeuge“ an deren Basis in Funktion von Geschwindigkeit und Fahrbahnprofil, welches zur Vereinfachung wieder als sinusförmig gewählt wird.

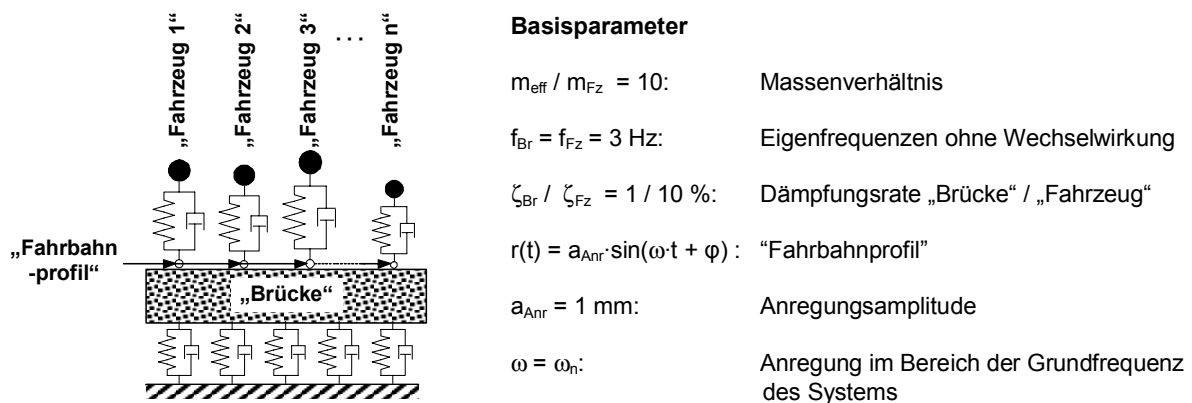


Bild 108: Vereinfachtes Modell zur Simulation der multiplen Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung

Die gewählte Frequenz  $f_{Fz} \approx 3 \text{ Hz}$  ist für einen schweren Lastwagen relativ hoch. Um die berechneten  $\Phi$ -Werte auf einem vertrauten Niveau zu halten, wurde die Anregungsamplitude mit  $a_{AnF} = 1 \text{ mm}$  entsprechend niedrig gehalten. Da es sehr unwahrscheinlich ist, dass verschiedene Fahrzeuge genau die gleichen dynamischen Eigenschaften aufweisen, wurde der Einfluss einer Variation der „Fahrzeug“-Parameter auf das Verhalten des Systems untersucht. Bild 109 zeigt die Wahrscheinlichkeitsverteilungen, welche für die Zufallsgeneration der Parameter angenommen wurden:

- Die Masse streut gemäss einer Gamma-Verteilung relativ weit um den Mittelwert von 10 % der „Brücken“-Masse (links oben).
- Die Frequenz wird als normalverteilt angenommen und mit einem Variationskoeffizienten von 0,1 sehr stark auf den Bereich von 3.15 Hz eingeschränkt (rechts oben).
- Auch die Dämpfungsrate streut gemäss einer Normalverteilung, und zwar mit dem sehr geringen Variationskoeffizienten von 5 % (links unten).
- Für die Phasenverschiebung der „Fahrzeuge“ bezüglich des Fahrbahnprofils, was vereinfacht gesprochen dem Abstand aufeinander folgender Fahrzeuge entspricht, wird eine Gleichförmige Verteilung angesetzt.

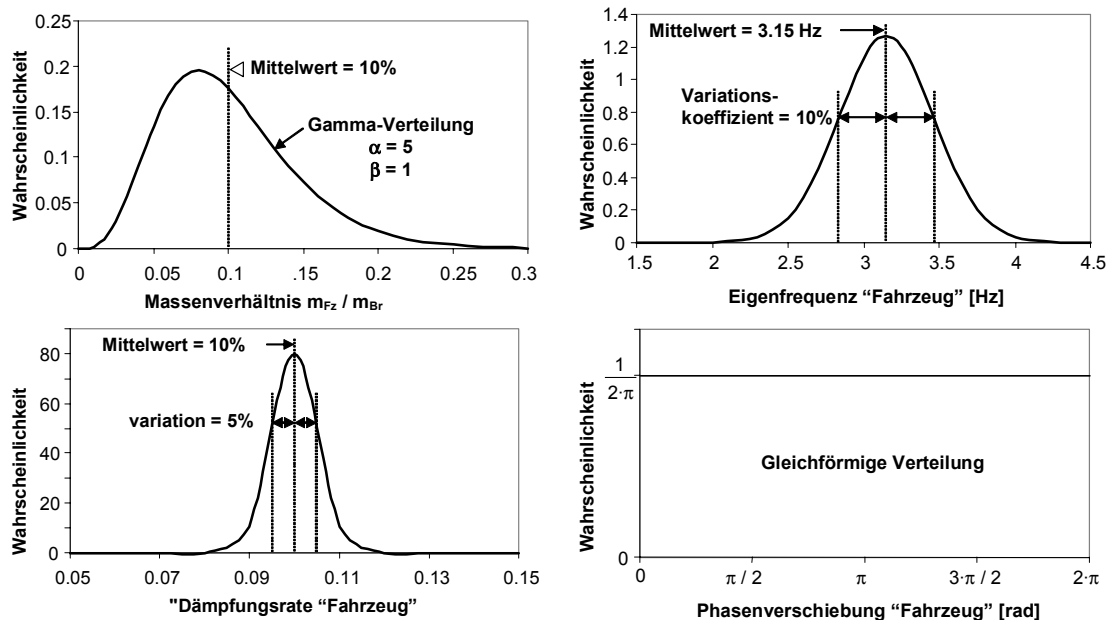


Bild 109: Angenommene Verteilungen für die Zufallsgeneration der "Fahrzeug"-Parameter

Es muss betont werden, dass die Wahrscheinlichkeitsverteilungen nicht gewählt wurden, um die Wirklichkeit möglichst präzise abzubilden, sondern um einen Eindruck davon zu bekommen, wie sich eine Variation der wichtigsten Parameter in den Resultaten niederschlägt. Leider gibt es auch praktisch kaum Untersuchungen, die eine statistisch fundierte Annahme für die gezeigten Parameter erlauben. Es kann aber davon ausgegangen werden, dass es in Wirklichkeit zu grösseren Streuungen kommt, speziell was Frequenz und Dämpfungsrate betrifft.

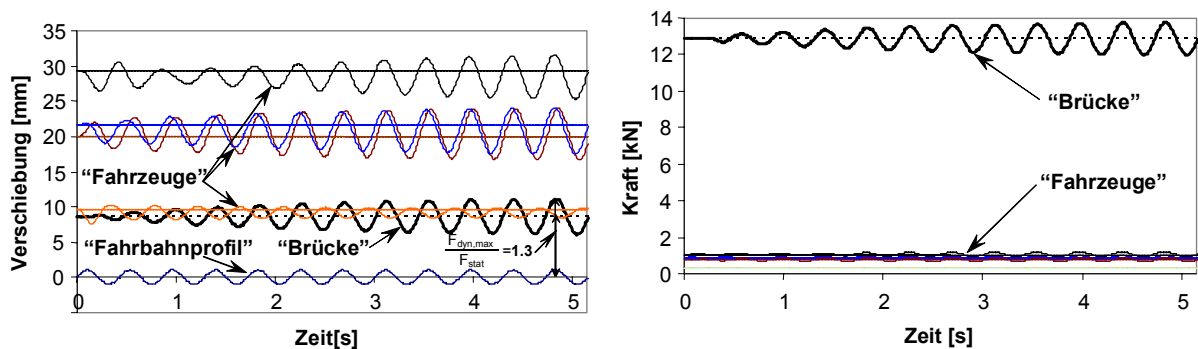


Bild 110: Beispiel einer Simulation mit 4 „Fahrzeugen“, deren Parameter zufallsgeneriert wurden

In Bild 110 ist ein Beispiel einer Simulation gezeigt, bei der die Wirkung von 4 „Fahrzeugen“ untersucht wird, deren Parameter zufallsgeneriert wurden. Wie in Bild 88 und Bild 89 sind die „Brückenverschiebungen“ reduziert um die Verschiebung infolge Eigengewicht der „Brücke“, und die „Fahrzeug“-Verschiebungen werden relativ zur Brücke berechnet. Rechts angezeigt sind die totalen Kräfte. Wie man links sieht, haben drei der vier „Fahrzeuge“ beinahe die gleiche Phasenverschiebung, was in einem für das totale Massenverhältnis  $m_r = m_{Br} / m_{Fz} = 10/4$  relativ hohen Wert von 1.3 für den dynamischen Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  nach 12 Schwingungen führt.

Die Berechnungen anhand des gewählten, einfachen Modells ergeben, dass die wesentlichen Parameter das Gesamtmassenverhältnis, die Zahl der „Fahrzeuge“, deren Anregung sowie die Dämpfungsraten der Fahrzeuge sind. Das Steifigkeitsverhältnis wird dabei nicht berücksichtigt, weil es sich im Fall einer bestimmten Brücke nicht verändern lässt. Aufgrund der Einfachheit des Systems ergeben zwei „Fahrzeuge“ mit gleicher Phasenverschiebung exakt dasselbe Resultat wie ein „Fahrzeug“ mit gleicher Gesamtmasse, Steifigkeit und Dämpfungsrate. Folglich ist der entscheidende

Parameter eigentlich nicht die Anzahl „Fahrzeuge“, sondern der Anteil der totalen „Fahrzeug“-Masse, welcher derselben Anregung ausgesetzt ist.

Die Anzahl der Fahrzeuge auf einer Brücke bzw. die Konzentration von Verkehrslasten steht in direktem Zusammenhang mit der Fahrgeschwindigkeit. Diese ist wiederum massgeblich für die Anregung verantwortlich: Wenn normale Fahrbahnunebenheiten vorherrschen, ist eine starke Anregung vor allem bei hohen Geschwindigkeiten wahrscheinlich. Bei geringen Fahrgeschwindigkeiten sind deutliche Reaktionen nur zu erwarten, wenn spezielle Fahrbahnunebenheiten dominieren. Die geschilderte Problematik zeigt, dass es notwendig ist, konkrete Gefährdungsbilder zu entwickeln:

- Wenn eine Brücke mehr als ca. 15 m lang ist, dann können die im Tragfähigkeitsnachweis berücksichtigten Verkehrslasten nur für stehenden oder sehr langsamen Verkehr erreicht werden, da mehr als zwei Fahrzeuge notwendig sind um den extremen Wert der Verkehrslasten zu erreichen. Massgeblich wird wahrscheinlich der Fall, bei dem auf einer Spur eine schwere, dicht gepackte Lastwagenkolonne steht und auf der anderen Spur eine mit nennenswerter Geschwindigkeit fahrende Kolonne mit relativ schwerem, gemischtem Lastwagenverkehr das System anregt
- Ist die Brücke weniger als ca. 15 m lang, dann wird das Kreuzen bzw. gleichzeitige Überqueren zweier schwerer Lastwagen relevant, die beide mit hoher Geschwindigkeit fahren.

Entsprechend wurden vier Szenarien untersucht, welche in Tabelle 8 zusammengefasst sind. Wie man sieht, ist die Spannweite der erhaltenen Vergrößerungsfaktoren beträchtlich. Am wahrscheinlichsten erscheint der Wert für Szenario 3. Es entspricht beispielsweise einer dichten Kolonne stehender Lastwagen, welche von einem schnell fahrenden, sehr schweren Lastwagen überholt oder gekreuzt wird, oder einer Anzahl langsam fahrender Lastwagen, welche über eine Brücke mit einem einzelnen Hindernis fahren, wobei jeweils nur ein Fahrzeug über das Hindernis fährt und nicht alle gleichzeitig.

Szenario	$\Phi$ (4 Fz.) $m_r = 0.31$	6 Fz. 0.5	8 Fz. 0.84
1. Alle „Fahrzeuge“ werden in Phase angeregt	1.49	1.27	1.07
2. Die „Fahrzeuge“ werden genau phasenverschoben angeregt	1.065	1.02	1.01
3. Beispiel für eine zufällige Phasenverschiebung	1.3	1.08	1.01
4. 1 „Fahrzeug“ wird angeregt, die anderen „Fahrzeuge“ stehen	1.18	1.05	1.01

Tabelle 8: Dynamischer Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  für multiple Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung in Abhängigkeit des Szenarios ( $m_r = m_{Fz,tot} / m_{eff}$ )

Für die Berechnung der Werte in Tabelle 8 wurde sowohl die Anzahl „Fahrzeuge“ als auch das Verhältnis deren Gesamtmasse  $m_{Fz,tot}$  an zur wirksamen Brückenmasse  $m_{eff}$  variiert. Das entspricht dem Fall, dass mehr oder weniger Fahrzeuge auf einer bestimmten Brücke verkehren. Tabelle 9 zeigt demgegenüber die Wechselwirkung von 6 „Fahrzeugen“ mit einer „Brücke“, wobei das Massenverhältnis variiert wird. Dies entspricht dem Fall, dass eine bestimmte Verkehrsbelastung auf verschiedenen Brücken auftritt.

Szenario	$\Phi$ (6 Fz.) $m_r = 0.26$	6 Fz. 0.5	6 Fz. 0.75
1. Alle „Fahrzeuge“ werden in Phase angeregt	1.81	1.27	1.02
2. Die „Fahrzeuge“ werden genau phasenverschoben angeregt	1.12	1.02	1.00
3. Beispiel für eine zufällige Phasenverschiebung	1.32	1.08	1.00
4. 1 „Fahrzeug“ wird angeregt, die anderen „Fahrzeuge“ stehen	1.18	1.05	1.00

Tabelle 9: Dynamischer Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  für multiple Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung für 6 Fahrzeuge mit unterschiedlichem Massenverhältnis  $m_r = m_{Fz,tot} / m_{Br}$

Mittels des Modells für mehrfache Wechselwirkung erhält man grundsätzlich dasselbe Resultat wie für die einfache Wechselwirkung, nämlich dass der dynamische Vergrößerungsfaktor mit zunehmendem Fahrzeuggewicht abnimmt. Wenn es sich nicht gerade um eine sehr kurze Brücke wie eine Überführung handelt, dann wird ein Massenverhältnis  $m_{\text{eff}} / m_{Fz, \text{tot}}$  unter 5 nur durch die Gegenwart mehrerer Fahrzeuge erreicht. Die Anzahl der Fahrzeuge lässt sich abschätzen, wenn die totale Verkehrslast (inkl. Lastfaktoren) mit den in Abschnitt 10.7 angegebenen, typischen Fahrzeuggewichten verglichen wird.

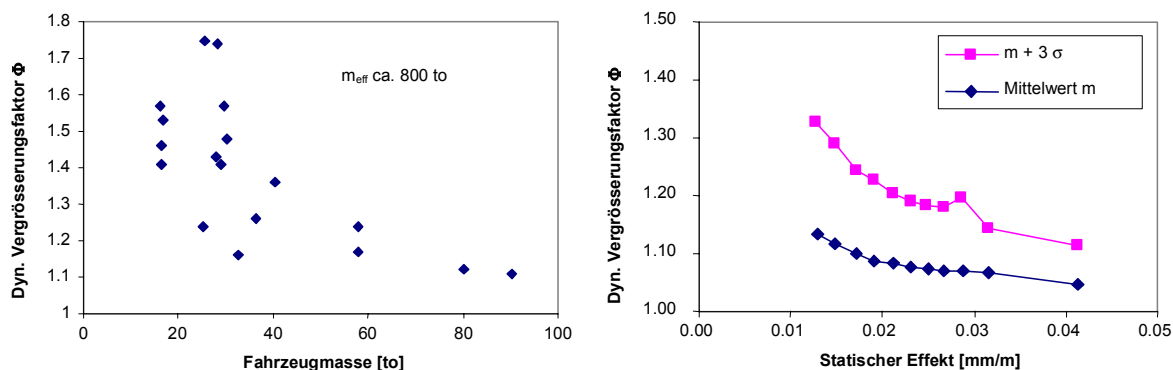


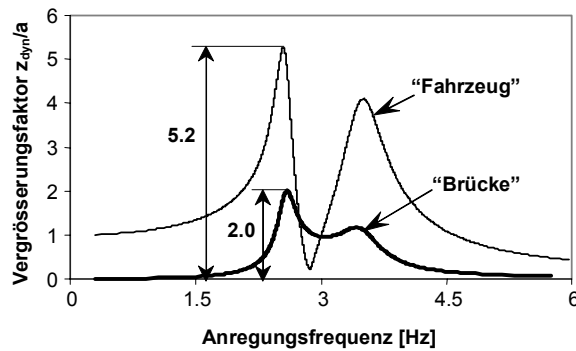
Bild 111: Gemessene dynamische Vergrößerungsfaktoren in Funktion der Fahrzeugmasse (links nach [Cantieni 1988]), bzw. deren statischer Wirkung (rechts, aus [Bailey 1996])

Eine experimentelle Bestätigung der mittels des einfachen Modells erhaltenen Resultate findet man in [Cantieni 1988] und [Bailey 1996], wo der Zusammenhang zwischen Fahrzeugmasse und dynamischer Vergrößerung empirisch ermittelt wurde (Bild 111). R. Cantieni verwendete für seine Versuchskampagne an der Deibüelbrücke insgesamt 14 verschiedene Fahrzeuge sowie 6 Kombinationen von zwei und vier gleichzeitig über die Brücke fahrenden Lastwagen. Bild 111 links zeigt den maximalen, pro Fahrzeug bzw. Fahrzeugkombination gemessenen Vergrößerungsfaktor  $\Phi$ . Die Werte für Fahrzeugmassen bis ca. 28 to sind die Ergebnisse für Einzelfahrzeuge, für ca. 28 to bis 40 to wurden sie für Auflieger- und Anhänger-Fahrzeuge ermittelt, und Massen über 40 to bedeuten eine Belastung durch Fahrzeugkombinationen. Für die grösste Belastung war das Massenverhältnis ca. etwas mehr als ein Zehntel, und der gemessene Vergrößerungsfaktor  $\Phi \approx 1.1$ .

S. Bailey führte Dehnungsmessungen an Verbundbrücken unter normalem Verkehr durch. Die in Bild 111 rechts gezeigten Werte stellen die Auswertung einer grossen Anzahl von Überfahrten mit den unterschiedlichsten Fahrzeugen dar. Die Auswertungen erstreckten sich hauptsächlich auf die Belastung durch Einzelfahrzeuge, bei denen die dynamische Einflusslinie am besten analysiert werden konnte. Dementsprechend kann im Mittel von einer Fahrzeugmasse von 20 bis 30 to ausgegangen werden. Die wirksame Masse der Brücke (Pont sur la Veveyse in Vevey) beträgt in der Grössenordnung von 2'500 to. Die Massenverhältnisse bei den gemessenen Überfahrten betragen entsprechend im Mittel ca.  $m_{\text{eff}} / m_{Fz} = 100$ . Die für dieses Massenverhältnis relativ geringen Vergrößerungsfaktoren lassen sich vermutlich durch den guten Belagszustand erklären.

#### 4.6 Folgerungen für Längsträger von Balkenbrücken

In den bisher gezeigten Berechnungen des dynamischen Vergrößerungsfaktors  $\Phi$  einer Brücke wurde nicht unterschieden zwischen dem Effekt der Vergrößerung des Fahrzeuggewichts infolge Fahrzeugschwingungen und der Vergrößerung der Brückenverschiebung infolge der Anregung von Brückenschwingungen. Um den Einfluss der zwei Phänomene zu trennen, wird ein Beispiel untersucht.



Dynamischer Vergrößerungsfaktor infolge Vergrößerung des „Fahrzeug“-Gewichts durch Schwingungen

$$\Phi_{Fz} = \frac{(a_{\text{dyn},Fz,\text{max}} - 1) \cdot a_{\text{Anr}} + Z_{Fz,\text{stat}}}{Z_{Fz,\text{stat}}} = 1.15 \quad Z_{Fz,\text{stat}} = \frac{g}{\omega_{Fz}^2}$$

Dynamischer Vergrößerungsfaktor infolge von „Fahrzeug“- und „Brücken“-Schwingungen

$$\Phi_{\text{tot}} = \frac{a_{\text{dyn},Br,\text{max}} \cdot a_{\text{Anr}} + \Delta Z_{Br,\text{stat}}}{\Delta Z_{Br,\text{stat}}} = 1.73 \quad \Delta Z_{Br,\text{stat}} = \frac{m_{Fz} / m_{Br} \cdot g}{\omega_{Br}^2}$$

=> Anteil der Fahrzeugschwingungen:  $0.15 / 0.73 = 20\%$

Bild 112: Vergrößerungsfaktoren der dynamischen Verschiebungen  $z_{\text{dyn}} / a$  für  $m_{\text{eff}} / m_{Fz} = 10$ ,  $f_{Br} = f_{Fz} = 3 \text{ Hz}$  und  $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10 \%$  (links) und Zusammenhang mit dem dynamischen Vergrößerungsfaktor (rechts)

Bild 112 zeigt links die Übertragungsfunktionen von „Fahrzeug“ und „Brücke“ für ein Massenverhältnis  $m_{\text{eff}} / m_{Fz} = 10$ , ungekoppelte Eigenfrequenzen  $f_{Br} = f_{Fz} = 3 \text{ Hz}$  und Dämpfungsraten  $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10 \%$ . Die maximalen Vergrößerungen treten für beide Massen ziemlich genau bei der Grundfrequenz des ungedämpften Systems auf und betragen für die „Brücke“  $a_{\text{dyn},Br,\text{max}} = 5.2$  und für das „Fahrzeug“  $a_{\text{dyn},Fz,\text{max}} = 2.0$ . Nimmt man als Anregungsamplitude  $a_{\text{Anr}} = 1 \text{ mm}$  an, so erhält man über eine einfache Berechnung (Bild 112 rechts), dass der Anteil der Fahrzeugschwingungen an der dynamischen Vergrößerung der Brücke in diesem Fall 20 % beträgt. Aus dieser Erkenntnis lassen sich für Balkenbrücken interessante Folgerungen ziehen, und zwar in Bezug auf

- den Unterschied zwischen Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen
- den geeigneten dynamischen Vergrößerungsfaktors für den Schubnachweis

Da die gezeigten Erkenntnisse nicht auf Fahrbahnplatten angewendet werden können, bei denen die Lastvergrößerung überwiegt, wird in der Folge getrennt auf Folgerungen für deren Verhalten eingegangen.

#### 4.6.1 Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen

Experimentell ermittelte dynamische Vergrößerungsfaktoren beruhen speziell in der Schweiz traditionsgemäss auf Durchbiegungsmessungen. Da Durchbiegungsmessungen gerade bei hohen Brücken schwierig sind, wurde in anderen Ländern nach der Entwicklung von Dehnmessstreifen vermehrt auf Dehnungsmessungen zurückgegriffen. Parallelmessungen haben gezeigt, dass Durchbiegungsmessungen immer die grösseren Werte ergeben (z.B. [AASHO 1962], [Wright 1962]). Diese Diskrepanz wird nachfolgend begründet, und es werden Folgerungen daraus gezogen.

Die Zusammenhänge lassen sich am einfachsten an einem einfachen Balken illustrieren. Wird dieser durch eine konzentrierte Kraft in Feldmitte belastet, so ergeben sich die Momenten- und Durchbiegungsverläufe, welche in Bild 113 gezeigt sind. Unter den Annahmen des Ebenbleibens der Querschnitte und vernachlässigbarer Schubverformung erhält man für die maximale Dehnung und die maximale Durchbiegung die bekannten Ausdrücke:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon(x = \frac{L}{2}) &= \frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{F \cdot L}{4 \cdot W} \\ w(x = \frac{L}{2}) &= \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Das heisst, sowohl die Dehnungen } \varepsilon \text{ als auch die Durchbiegungen } w \text{ sind linear proportional zur einwirkenden Kraft.}$$

Diese Linearität ermöglicht es in der klassischen, linear-elastischen Biegetheorie (erster Ordnung) denn auch, die Beanspruchungen verschiedener Lastfälle zu superponieren. Interpretiert man die konzentrierte Kraft als Fahrzeug, welches eine dynamische Lastvergrößerung erfährt, so macht es folglich keinen Unterschied ob man dies über die Durchbiegungen oder die Dehnungen misst.

Die Interpretation der dynamischen Vergrößerung als Lastvergrößerung stellt eine Vereinfachung dar, welche vermutlich aus der traditionellen Bestimmung des dynamischen Vergrößerungsfaktors aus Messungen resultierte. Wie in Bild 112 gezeigt wurde, setzt sich die Verschiebung eines Trägers im Fall dynamischer Vergrößerung jedoch nur zu einem Teil aus einer Lastvergrößerung zusammen. Die Interpretation als Lastvergrößerung versteckt daher die Tatsache, dass sich in Wirklichkeit die Zusammensetzung der Einwirkungen ändert, sobald ein Träger zu schwingen beginnt: Es wirkt nicht nur das vergrößerte Fahrzeuggewicht, sondern auch die Trägheitskraft des Trägers.

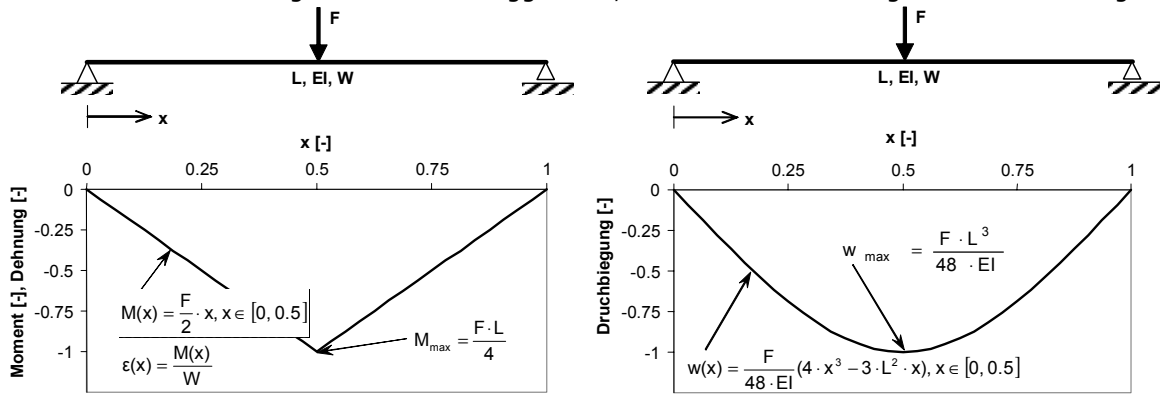


Bild 113: Verteilung des Biegemoments am einfachen Balken für eine konzentrierte Kraft in Feldmitte (links) und entsprechende Durchbiegung (rechts)

Die Beanspruchung eines Trägers durch dessen Schwingung lässt sich wiederum einfach am Beispiel des einfachen Balkens illustrieren. Wie bereits gezeigt (Bild 85, Seite 67), wird ein einfacher Balken zum weitaus überwiegenden Teil in seiner Grundfrequenz angeregt, wodurch die Trägheitskraft wie in Bild 114 gezeigt sinusförmig verteilt ist. Aus der Verteilung lassen sich mittels Integration die Momenten- und Durchbiegungskurve ermitteln, welche ebenfalls in Bild 114 dargestellt sind. Wiederum besteht ein linearer Zusammenhang mit der Einwirkung, sowohl für das Moment als auch für die Durchbiegung.

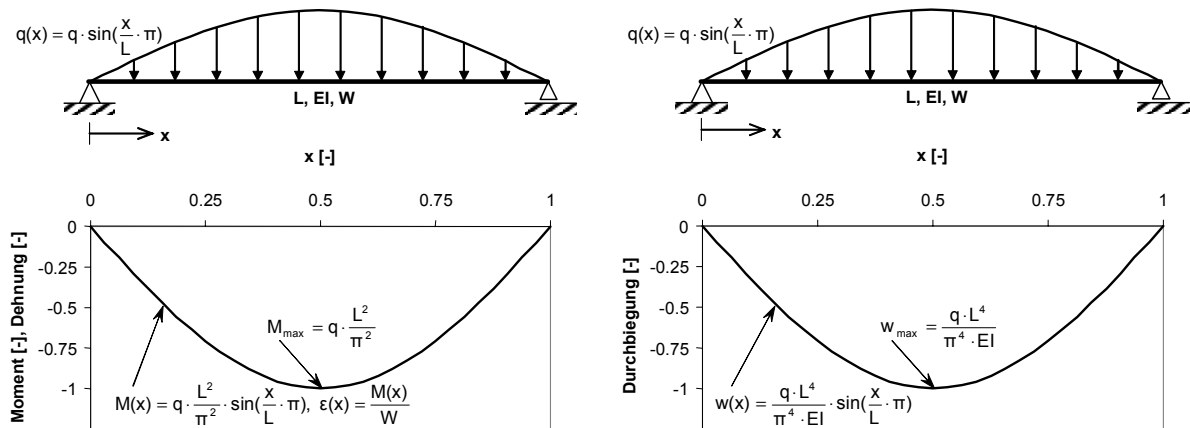


Bild 114: Verteilung des Biegemoments am einfachen Balken für die erste Eigenform (links) und entsprechende Durchbiegung (rechts)

Eine Gegenüberstellung der maximalen Durchbiegungen für die beiden Lastfälle – konzentrierte Kraft in Feldmitte und erste Eigenform – zeigt, dass die konzentrierte Kraft  $F$  folgenden Betrag aufweisen muss, um genau die gleiche Durchbiegung wie die erste Eigenform zu erzeugen:

$$w_{\max}(F) = w_{\max}(\sin) \Rightarrow F_{\text{equiv}} = \frac{48 \cdot q \cdot L}{\pi^4}$$

Nun lassen sich die Dehnungen vergleichen, welche die zwei Lastfälle für die gleichen Durchbiegungen ergeben:

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Lastfall konzentrierte Kraft: } \varepsilon(F) = \frac{F \cdot L}{4 \cdot W} \Rightarrow \frac{12 \cdot q \cdot L^2}{\pi^4 \cdot W} \\
 \text{Lastfall erste Eigenform: } \varepsilon(\sin) = \frac{q \cdot L^2}{\pi^2 \cdot W}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\varepsilon(F)}{\varepsilon(\sin)} = 1.22$$

Das bedeutet, dass Durchbiegungen infolge Eigenschwingungen zu wesentlich kleineren Krümmungen und entsprechenden Dehnungen führen, als dies konzentrierte Kräfte machen. Dies ist aufgrund der gleichmässigeren Verteilung im Fall der ersten Eigenform auch ohne Rechnung offensichtlich.

Für einen Zweifeldträger ist dieser Unterschied noch ausgeprägter. Bild 115 zeigt die Verteilung des Biegemoments sowie die Durchbiegungen nach klassischer Biegelehre für die konzentrierte Belastung in der Mitte eines Feldes (links) sowie für die erste Eigenform (rechts). Bereits mit freiem Auge erkennt man deutlich, dass die maximale Krümmung bei konzentrierter Last im Vergleich zur Durchbiegung wesentlich stärker ist als bei der mehr verteilten Last gemäss der ersten Eigenform.

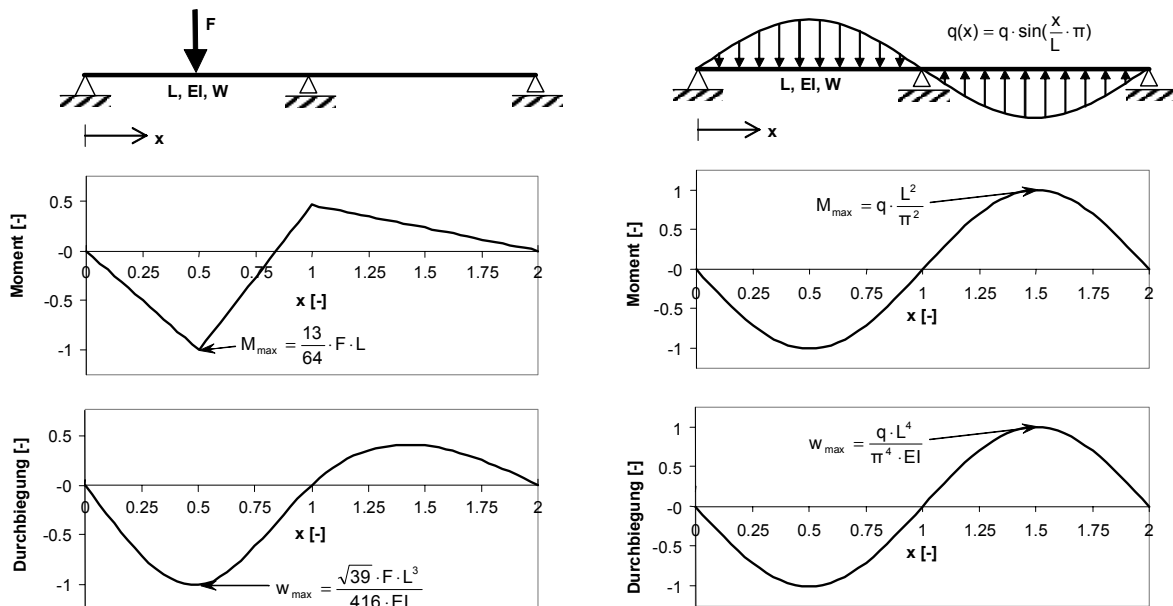


Bild 115: Verteilung des Biegemoments und Durchbiegungen eines Zweifeldträgers für eine konzentrierte Last in einer Feldmitte(links) und für die erste Eigenform (rechts)

Im Fall des Zweifeldträgers beträgt die äquivalente Kraft  $F_{\text{equiv}}$ :

$$w_{\max}(F) = w_{\max}(\sin) \Rightarrow F_{\text{equiv}} = \frac{32 \cdot \sqrt{39} \cdot q \cdot L}{3 \cdot \pi^4}$$

und der Vergleich der Dehnungen für gleiche Durchbiegungen liefert:

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Lastfall konzentrierte Kraft: } \varepsilon(F) = \frac{13 \cdot F \cdot L}{64 \cdot W} \Rightarrow \frac{13 \cdot \sqrt{39} \cdot q \cdot L^2}{6 \cdot \pi^4 \cdot W} \\
 \text{Lastfall erste Eigenform: } \varepsilon(\sin) = \frac{q \cdot L^2}{\pi^2 \cdot W}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\varepsilon(F)}{\varepsilon(\sin)} = 1.37$$

Anhand von Beispielen kann verdeutlicht werden, was für eine Auswirkung der aufgezeigte Zusammenhang auf die experimentelle Bestimmung des dynamischen Vergrößerungsfaktors hat.

- Im Fall eines einfachen Balkens, welcher im Vergleich zum Fahrzeug lang ist, misst man die statischen Werte  $w_{\text{stat}}$  und  $\varepsilon_{\text{stat}}$ .



- Wenn das Fahrzeug leicht im Vergleich zum Träger ist ( $m_{Br} > 20 \cdot m_{Fz}$ ), dann dominiert die erste Eigenform die dynamische Vergrößerung der Durchbiegungen bei weitem, und man erhält die folgenden Vergrößerungsfaktoren

mittels Durchbiegungsmessungen:  $w_{dyn} = \Phi(w) \cdot w_{stat}$

mittels Dehnungsmessungen:  $\varepsilon_{dyn} = \Phi(w) / 1.22 \cdot \varepsilon_{stat} =$   
 $= 0.82 \cdot \Phi(w) \varepsilon_{stat}$  (-18%)

Unter der Annahme, dass Durchbiegungsmessungen einen Vergrößerungsfaktor  $\Phi(w) = 1.8$  ergeben, resultieren Dehnungsmessungen demnach in  $\Phi(\varepsilon) = 1.65$ .

- Da Fahrzeuge im Vergleich zu einfachen Balken keine vernachlässigbare Länge aufweisen, fällt die Krümmung infolge Fahrzeuglast geringer aus, und der Unterschied reduziert sich. Bei einer Reduktion um 50 % beträgt der Unterschied jedoch immer noch 9 %, womit sich der Vergrößerungsfaktor im numerischen Beispiel von 1.8 auf 1.73 reduziert.
- Wiederholt man das Beispiel für einen Zweifeldträger, so erhält man durch Dehnungsmessungen Vergrößerungsfaktoren, welche im Maximum -27% tiefer sind.

Zusammenfassend lässt sich somit sagen, dass bei Dehnungsmessungen durchaus 10 bis 20 % tiefere Werte für den dynamischen Vergrößerungsfaktor zu erwarten sind, als bei Durchbiegungsmessungen. Von Bedeutung ist dies vor allem bei Längsträgern, deren Schwingungen massgeblich zur Vergrößerung der Beanspruchung beitragen. Wenn die dynamische Vergrößerung der Beanspruchung hauptsächlich aus einer Lastvergrößerung resultiert, wie dies meistens bei Fahrbahnplatten der Fall ist, dann verschwindet der Unterschied.

Im Fall von Längsträgern gilt es klarzustellen, welcher Messmethode der Vorzug zu geben ist. Grundsätzlich ist dabei in Erinnerung zu rufen, dass es sich beim dynamischen Vergrößerungsfaktor nur um ein Hilfsmittel handelt, welches unter starken Vereinfachungen erlaubt, dynamische Analysen zu umgehen. Von der Anwendung hängt ab, wie gross die dadurch eingehandelten Fehler sind:

- Wenn der dynamische Vergrößerungsfaktor anhand der Durchbiegungen bestimmt wurde, welche bei der Fahrt eines Einzelfahrzeugs über eine gewisse Brücke auftreten, dann ist nichts daran auszusetzen, diesen Faktor für die Bestimmung der dynamisch vergrösserten Durchbiegungen mittels statischer Berechnungen zu verwenden; jedoch nur für vergleichbare Fahrzeuge auf der jeweiligen Brücke. **Nicht** korrekt ist es, diesen Vergrößerungsfaktor in der (statischen) Berechnung der dynamisch vergrösserten Schnittkräfte (Biegung, Querkraft) oder für höhere Nutzlasten (mehrere oder schwerere Fahrzeuge) zu verwenden.
- Wenn die Bestimmung des dynamischen Vergrößerungsfaktors über Dehnungsmessungen erfolgte, welche den Spannungszustand (infolge Biegung) eines Trägers korrekt abbilden, dann ist es korrekt, diesen Faktor in statischen Berechnungen zur Ermittlung des dynamisch vergrösserten Biegemoments zu verwenden. Die dynamisch vergrösserten Durchbiegungen werden dabei unterschätzt, was in der Regel nicht relevant ist. Nicht korrekt ist es, diesen Faktor für die dynamisch vergrösserte Querkraft oder für höhere Nutzlasten zu verwenden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Bestimmung des dynamischen Vergrößerungsfaktors anhand von Dehnungsmessungen vorzuziehen ist, da bei einer Überprüfung der Nachweis des Biege widerstands weitaus wichtiger ist als jener der dynamischen Durchbiegungen. Der Umstand, dass in der Schweiz traditionellerweise Durchbiegungsmessungen verwendet wurden, erklärt sich durch die Entwicklung der Messtechnik. Dehnungsmessungen an Stahl- bzw. Spannbetonbrücken sind heikel, da im elastischen Zustand nur sehr geringe Dehnungen auftreten, und die Resultate im Fall von Rissbildung sehr schwierig zu interpretieren sind. Durchbiegungsmessungen sind auf lokale Effekte unsensibel und ein guter Indikator für das globale Verformungsverhalten. Da sie gerade bei hohen Brücken schwierig auszuführen sind und den relevanten Spannungszustand nicht korrekt wiedergeben, werden in anderen Ländern seit Jahrzehnten Dehnungsmessungen vorgezogen.

#### 4.6.2 Nachweis des Schubwiderstands

Die Frage nach dem geeigneten dynamischen Vergrößerungsfaktor für den Nachweis des Schubwiderstands wird kaum je gestellt, obwohl dieser Nachweis gerade bei bestehenden Spannbetonbrücken eine entscheidende Bedeutung hat. Vermutlich ist dies darauf zurückzuführen, dass

- die Interpretation der dynamischen Vergrößerung als Lastvergrößerung diese Frage scheinbar erübrigt,
- der dynamische Vergrößerungsfaktor seine (historische Daseins-)Berechtigung vor allem aus der Bemessung ermüdungsanfälliger Eisenbahnbrücken bezieht, bei denen der Schubwiderstand eine geringere Bedeutung hat, und
- eine experimentelle Bestimmung schwierig ist.

Die Problemstellung lässt sich anhand ähnlicher Überlegungen analysieren, wie sie bereits beim Vergleich von Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen zur Anwendung kamen. Sie gelten wiederum nur für Längsträger, bei denen die Vergrößerung der Beanspruchung sehr wesentlich durch deren Schwingungen verursacht wird. Es wird deutlich, dass die dynamische Vergrößerung der Querkraft eindeutig überschätzt wird, wenn man die dynamische Vergrößerung ausschliesslich durch einen Lastfaktor für konzentrierte Lasten berücksichtigt.

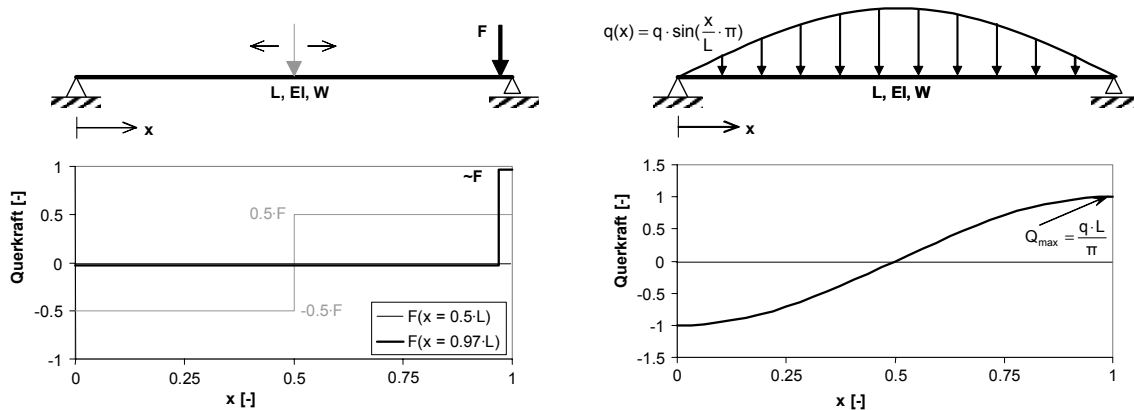


Bild 116: Verteilung der Querkraft am einfachen Balken; links infolge von wandernder Einzellast, rechts infolge der ersten Eigenschwingungsform

Um dies zu veranschaulichen, wird wieder das Beispiel eines einfachen Balkens herangezogen. Bild 116 zeigt die Verteilung der Querkraft sowie deren massgeblichen Wert beim Auflager, sowohl für eine wandernde Einzellast als auch für die erste Eigenschwingungsform. Bild 113 und Bild 114 zeigen die zugehörigen Verläufe des Moments und der Durchbiegungen. Wenn die dynamische Vergrößerung über eine Lastvergrößerung berücksichtigt wird, ist zwischen einem auf Durchbiegungs- und einem auf Dehnungsmessungen basierenden Last-Vergrößerungsfaktor zu unterscheiden. Dementsprechend ergibt sich eine „äquivalente“ Einzellast, die entweder die gleichen Durchbiegungen oder die gleichen Dehnungen wie die erste Eigenform erzeugt. Die nachfolgenden Berechnungen gelten nur für den vereinfachten Fall, dass es zu keiner nennenswerten Anregung höherer Eigenformen kommt.

##### 1. Der dynamische Last-Vergrößerungsfaktor basiert auf Durchbiegungsmessungen

Die äquivalente Einzelkraft für die gleiche maximale Durchbiegung beträgt

$$w_{\max}(F) = w_{\max}(\sin) \Rightarrow F_{\text{equiv}} = \frac{48 \cdot q \cdot L}{\pi^4}$$

Der Vergleich der maximalen Querkraft für die zwei Lastfälle ergibt damit

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Lastfall konzentrierte Kraft: } Q_{\max}(F) \cong F \Rightarrow \frac{48 \cdot q \cdot L}{\pi^4} \\
 \text{Lastfall erste Eigenform: } Q_{\max}(\sin) = \frac{q \cdot L}{\pi}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{Q_{\max}(F)}{Q_{\max}(\sin)} = 1.55$$

Das heisst, wenn die dynamische Vergrösserung zum überwiegenden Teil aus Brückenschwingungen resultiert, dann wird die dynamische Vergrösserung der Querkraft bei Verwendung eines auf Durchbiegungsmessungen basierenden Lastfaktors theoretisch um ca. 50 % überschätzt.

## 2. Der dynamische Last-Vergrösserungsfaktor basiert auf Dehnungsmessungen

In diesem Fall beträgt die äquivalente Einzellast

$$M_{\max}(F) = M_{\max}(\sin) \Rightarrow F_{\text{equiv}} = \frac{4 \cdot q \cdot L}{\pi^2}$$

und die maximalen Querkräfte für die zwei Lastfälle sind somit

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Lastfall konzentrierte Kraft: } Q_{\max}(F) \cong F \Rightarrow \frac{4 \cdot q \cdot L}{\pi^2} \\
 \text{Lastfall erste Eigenform: } Q_{\max}(\sin) = \frac{q \cdot L}{\pi}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{Q_{\max}(F)}{Q_{\max}(\sin)} = 1.27$$

In diesem Fall wird die Querkraft lediglich um ca. 25 % überschätzt. Beim Zweifeldträger betragen die entsprechenden Zahlen 57 % (Dehnungsmessungen) bzw. 115 % (Durchbiegungsmessungen).

Wie diesen vereinfachten Berechnungen vorausgeschickt wurde, gelten diese nur, falls keine höheren Eigenschwingungsformen angeregt werden. Kommt es zu deren Anregung, ohne dass die erste Eigenschwingungsform merklich abklingt, so steigt die maximale Querkraft infolge von Brückenschwingungen deutlich. Bild 240 (Seite 236) zeigt, dass je nach Fahrgeschwindigkeit und Position des Fahrzeugs bei einer 3-Feld-Brücke höhere Eigenschwingungen sogar vorherrschend werden können, was die genaue Berechnung eines spezifischen Falls wesentlich komplizierter macht.

Das Problem erübrigt sich, wenn man sich auf für den Tragsicherheitsnachweis relevante Fälle konzentriert. Da Ermüdung auf Schub bei Längsträgern keine Rolle spielt, ist nur das massgebliche Gefährdungsbild für den Schubnachweis auf Bruchniveau zu untersuchen. Bei Balkenbrücken besteht dies aus der maximalen Belastung in jenem Feld, in welchem der Nachweis der Querkraft geführt wird. Bild 117 zeigt anhand zweier Beispiele, wie aus dem massgeblichen Lastfall auf die Bedeutung der verschiedenen Eigenschwingungsformen geschlossen werden kann:

- Beim links dargestellten einfachen Balken erfordert die 2. Eigenform, dass die Lasten auf den beiden Hälften genau in Gegenphase schwingen, bzw. dass die Lasten der einen Hälfte angehoben werden. Dies ist vorstellbar bei Brücken mit einer Länge in der Grössenordnung eines Einzelfahrzeugs, welche durch Nickschwingungen des Fahrzeugaufbaus angeregt werden. Bei derart kurzen Brücken ist das Fahrzeug jedoch bereits weitergefahren, bevor es zu nennenswerter Anregung kommt. Eine bedeutsame Anregung höherer Eigenformen bei gleichzeitiger starker Anregung der 1. Eigenform braucht daher nicht in Betracht gezogen zu werden.
- Im Fall eines Zweifeldträgers (Bild 117 rechts) ist der massgebliche Lastfall eher kompatibel mit der gleichzeitigen Anregung der ersten und zweiten Eigenform. Man sieht jedoch sofort, dass die erste Eigenform der statischen Durchbiegung für den massgeblichen Lastfall wesentlich näher kommt als die zweite Eigenform. Wird die Brücke in beiden Feldern voll belastet, was zu ähnlich hohen Querkräften beim Zwischenaufleger führt, dann kann die zweite Eigenform offensichtlich nicht mehr vernachlässigt werden. Es liesse sich somit

sicher ein Szenario konstruieren, bei dem beide Eigenformen nennenswert angeregt werden.

Die Bedeutung der zweiten Eigenform lässt sich relativieren, wenn man die entsprechenden Schnittkräfte analysiert. Gemäss klassischer Biegelehre ist das Moment proportional zur Krümmung der Biegelinie ( $M = -w'' \cdot EI$ ), und die Querkraft die Ableitung des Moments ( $Q = M'$ ). Dementsprechend ist die Querkraft proportional zur dritten Ableitung der Biegelinie ( $Q \sim w'''$ , siehe auch Bild 246, Seite 241). Wenn die zweite Eigenform einer Sinuskurve ähnelt, dann verläuft die Querkraft annähernd wie eine Kosinuskurve (Bild 116). Unter dieser Voraussetzung ist die Querkraft für die zweite Eigenform beim Zwischenaufleger = 0 ist, womit ein ausser Acht Lassen höherer Eigenformen dennoch berechtigt ist.

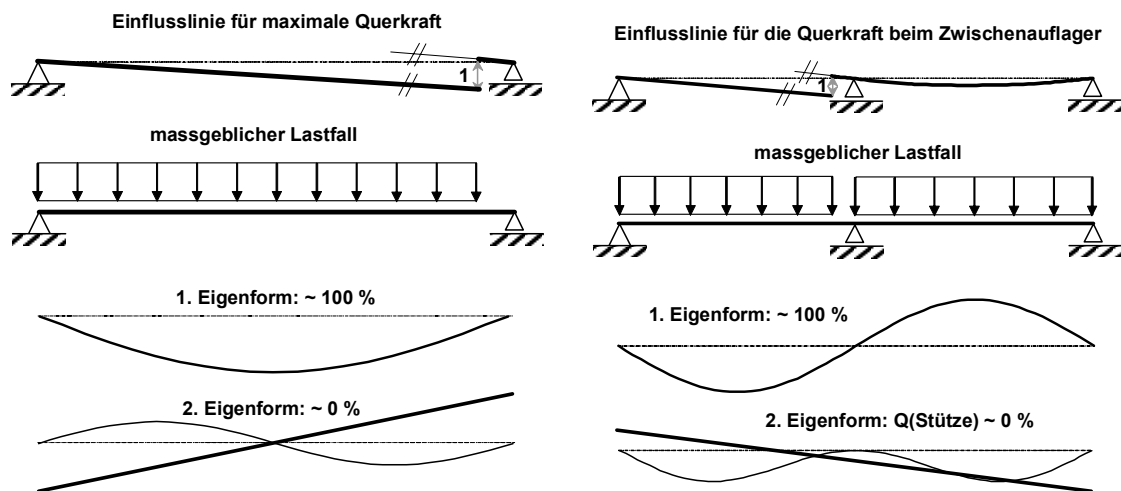


Bild 117: Bedeutung höherer Eigenschwingungsformen beim Nachweis des Schubwiderstands

Anhand einfacher Überlegungen lässt sich somit zeigen, dass die maximale (dynamisch vergrösserte) Querkraft massiv überschätzt wird, wenn die dynamische Vergrösserung bei Längsträgern ganz auf die Seite einer konzentrierten, beweglichen Last geschlagen wird. Da ein Schubbruch in der Regel ein ungünstigeres Bruchverhalten aufweist als ein Biegebruch, liesse sich eine geringfügige Überschätzung der maximalen Querkraft ohne weiteres rechtfertigen. Gerade bei Lastfaktoren, die auf Durchbiegungsmessungen beruhen, liegt man mit 50 bis 100 % zu hohen Werten jedoch eindeutig jenseits einer verhältnismässigen Sicherheitsreserve.

## 4.7 Folgerungen für Fahrbahnplatten

### 4.7.1 Statische Beanspruchung von Fahrbahnplatten

Als Grundlage für das Verständnis des dynamischen Verhaltens einer Fahrbahnplatte ist es notwendig, zuerst die statische Tragwirkung zu analysieren. Fahrbahnplatten von offenen oder geschlossenen Querschnitten haben in der Regel zwei Tragfunktionen: 1. die Abtragung der Radlasten zu den Längsträgern (= Funktion des sekundären Tragsystems), und 2. die Übernahme von Druck- und Zugkräften der Längsträger (= Oberflansch des primären Tragsystems). Dementsprechend ergibt sich die maximale Beanspruchung einer Fahrbahnplatte grundsätzlich aus der Überlagerung der zwei Tragwirkungen. Da die Kraftflüsse im Wesentlichen rechtwinkelig zueinander verlaufen, ist dies jedoch nur relevant

- für die Querbewehrung in der Nähe der Auflager, welche durch den Schub in der Fahrbahnplatte beansprucht werden, und
- für jene Teile der Fahrbahnplatte, welche zwecks Verteilung der Radlasten in Längsrichtung angerechnet werden (siehe Bild 118).

Wie aus Bild 118 ersichtlich ist, kann die Längstragwirkung in erster Näherung vernachlässigt werden, da sie zu verhältnismässig geringen Spannungen in der Fahrbahnplatte führt. Ausschlaggebend ist somit die Funktion als sekundäres Tragsystem, und der massgebliche Lastfall ist ein sehr schweres Fahrzeug mit extremen Rad- bzw. Achslasten. Für die lokale Beanspruchung einer Fahrbahnplatte ist die genaue Stellung des Fahrzeugs von grosser Bedeutung. Vor allem im Fall von Kragplatten ergibt sich die maximale Beanspruchung nur für ungewöhnliche Fahrzeugpositionen. Der extremen Sensibilität auf die Laststellung stehen verhältnismässig kurze Einflusslinien gegenüber, worauf in der Folge noch eingegangen wird.

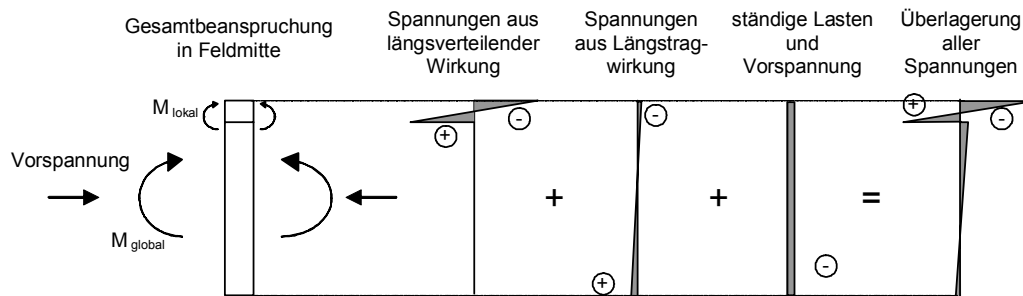


Bild 118: Beanspruchung einer Fahrbahnplatte durch Lastverteilung in Längsrichtung und Längstragwirkung [Schläfli 1999]

#### 4.7.2 Dynamische Belastung von Fahrbahnplatten durch Fahrzeuge

In Bezug auf die dynamische Beanspruchung ist zu untersuchen, ob die dynamische Belastung durch einzelne Achsen oder Achsgruppen geeignet ist, relevante Eigenschwingungsformen anzuregen. Als relevant sind jene Eigenformen zu betrachten, die der Durchbiegung infolge der Belastung ähneln. Bild 119 zeigt das Beispiel eines Durchlaufträgers mit Hohlkastenquerschnitt, dessen Kragplatte an einer Stelle durch ein kompaktes Einzelfahrzeug belastet wird. Man erkennt deutlich, dass die Lastverteilung und -abtragung zu starken lokalen Verschiebungen der Fahrbahnplatte führt, jedoch auch das Gesamtsystem zu einem gewissen Grad verformt wird.

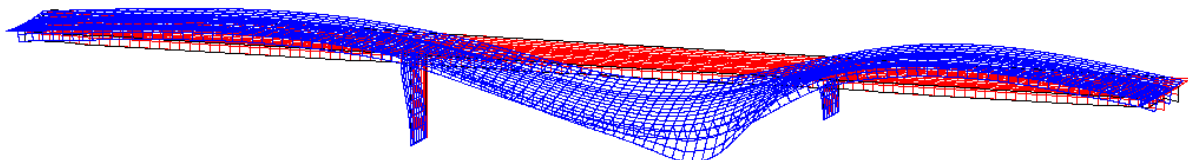


Bild 119: Verformung eines 3-Feld Durchlaufträgers unter der Einwirkung eines Einzelfahrzeugs mit Position auf der Kragplatte (FE-Analyse mit WinMAPS)

Bereits ohne genaue Modalanalyse der Durchbiegungen in Bild 119 ist ersichtlich, dass bei Fahrbahnplatten im Gegensatz zu Trägern zahlreiche Eigenformen an Schwingungen beteiligt sind. Bestätigt wird dies durch die in Abschnitt 12.5 dokumentierten Messungen. Entsprechend verteilt sich die vom Fahrzeug eingebrachte Anregungsenergie auf mehrere Eigenformen, die grossteils hohe Eigenfrequenzen aufweisen und deren Zusammensetzung sich je nach Fahrzeugposition stark verändert. Abgesehen davon, dass hohe Eigenformen generell schwierig anzuregen sind, entfallen die niederfrequenten Eigenschwingungen des Fahrzeugaufbaus wegen des bedeutenden Frequenzverhältnisses als Erreger, und es verbleiben die Achseigenschwingungen, welche ein geringeres Gewicht haben.

Anlässlich der umfassenden Versuchskampagne an der Deibüelbrücke untersuchte Cantieni auch die Reaktion der Fahrbahnplatte auf einen durchfahrenden Lastwagen [Cantieni 1988]. In Bild 120 sind die Dehnungsmessungen, welche die Beanspruchung der Fahrbahnplatte beschreiben, den Durchbiegungsmessungen am Kastenträger gegenübergestellt. Während der Kastenträger offensichtlich auch auf die statische und dynamische Belastung des entfernt wirkenden Lastwagens rea-

giert, merkt die Fahrbahnplatte sowohl von der statischen als auch von der dynamischen Einwirkung praktisch nichts, sobald sie mehr als 5 m entfernt ist.

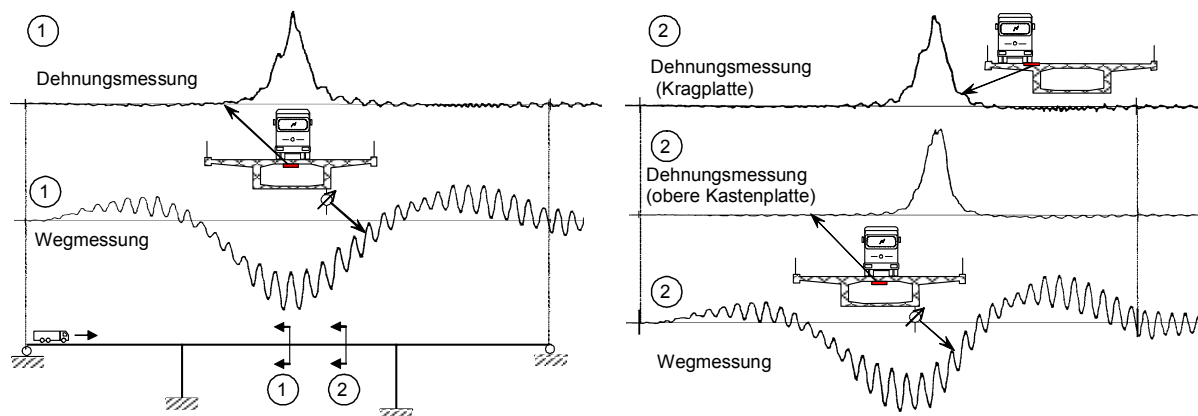


Bild 120: Einflusslinien für die dynamische Belastung von Fahrbahnplatte und Längsträger bei der Überfahrt eines Einzelfahrzeugs [Cantieni 1988]

Die aufgezeigten Umstände, nämlich die Breitbandanregung, das grosse Frequenzverhältnis  $f_{Br} / f_{Fz}$  sowie der starke Einfluss der Fahrzeugposition haben zur Folge, dass Fahrbahnplatten durch normale Fahrbahnunebenheiten kaum zu nennenswerten Schwingungen angeregt werden. Die dynamische Vergrösserung der Beanspruchung ergibt sich im Wesentlichen aus der dynamischen Lastvergrösserung. Dementsprechend lassen sich die Ergebnisse des Abschnitts 3 zur Radkraftvergrösserung durch Fahrbahnunebenheiten anwenden. In der Folge werden als Ergänzung die Ergebnisse anderer Untersuchungen zusammengefasst.

#### 4.7.3 Anregung durch normale Fahrbahnunebenheiten

C. Broquet führte umfangreiche, numerische Simulationen zur dynamischen Vergrösserung bei Fahrbahnplatten durch, wobei er alle relevanten Wechselwirkungsphänomene weitestgehend berücksichtigte [Broquet 1999]. Weder für die Schnittkräfte noch für die Verschiebungen registrierte er hohe Vergrösserungsfaktoren. Die ermittelten Werte lagen zwischen 1.10 und 1.25. Bei seinen Berechnungen verwendete er immer dasselbe Fahrbahnprofil, bei dem er zur Erfassung guter und mässiger Ebenheit die Amplituden variierte.

R. Cantieni untersuchte die dynamische Vergrösserung der Beanspruchung von Fahrbahnplatten mittels Dehnungsmessungen an Bewehrungsstäben. Er instrumentierte sowohl die Quer- als auch die Längsbewehrung in drei Querschnitten. Anschliessend mass er die maximale Vergrösserung für 18 verschiedene Fahrzeuge und Fahrzeugkombinationen, die einmal über ein ziemlich unebenes Profil und ein zweites Mal über ein mittelgutes Profil fuhren, wobei in der Regel das unebenere Profil massgeblich war. Hier werden **nur die Messungen jener Dehnmessstreifen analysiert, welche die grössten Dehnungen unter statischer Belastung lieferten**. Die grösste statische Beanspruchung wurde an der unteren Querbewehrung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen gemessen (ca. 7 MPa), die Beanspruchung an der Einspannstelle der Kragplatte war geringfügig tiefer. Die Achslasten der Fahrzeuge betrug maximal 123 kN bei Einzelachsen und 110 kN bei Doppelachsen. Keines der Fahrzeuge wies eine schwere Dreifachachsgruppe auf. Die Brücke sowie die betreffenden Messstellen sind in Bild 121 skizziert.

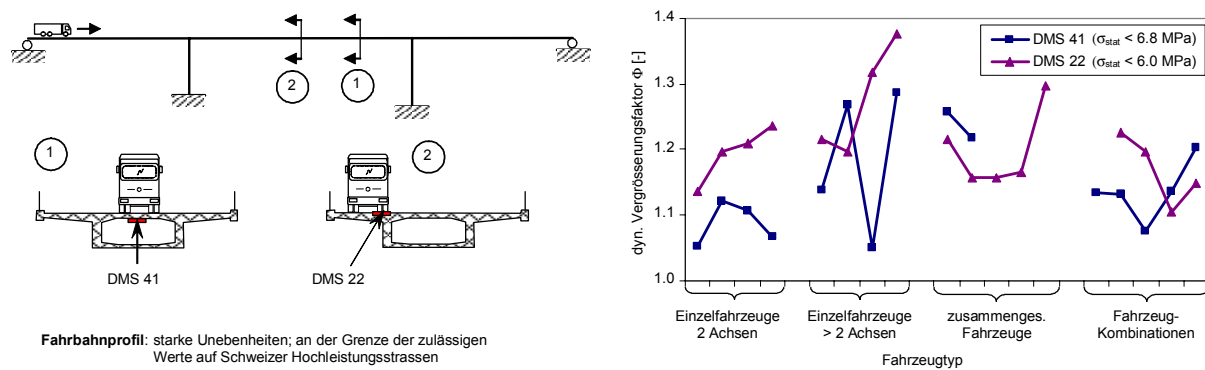


Bild 121: Messungen der dynamischen Vergrößerung der Beanspruchung der Fahrbahnplatte [Cantieni 1988]

Bild 121 rechts zeigt die maximalen  $\Phi$ -Werte, die für jedes Fahrzeug gemessen wurden. Die Werte bewegen sich grossteils zwischen 1.1 und 1.25, mit Spitzen bei 1.35. Die Unterschiede von Fahrzeug zu Fahrzeug sind deutlich, mit mehr als 3-mal so grossen Maximal- wie Minimalwerten. Einen gewissen Eindruck von der Auftretenswahrscheinlichkeit der gemessenen Maximalwerte gibt Bild 122, das links die Werte für die Beanspruchung zwischen den Stegen und rechts für die Einspannstelle der Kragplatte zeigt. Der Bereich mit maximaler Vergrößerung ist relativ schmal, und für die übrigen Geschwindigkeiten beträgt die dynamische Vergrößerung ungefähr die Hälfte. Zwischen den Messungen für die Einzelfahrzeuge mit mehr als 2 Achsen sind keine ausgeprägten Unterschiede erkennbar.

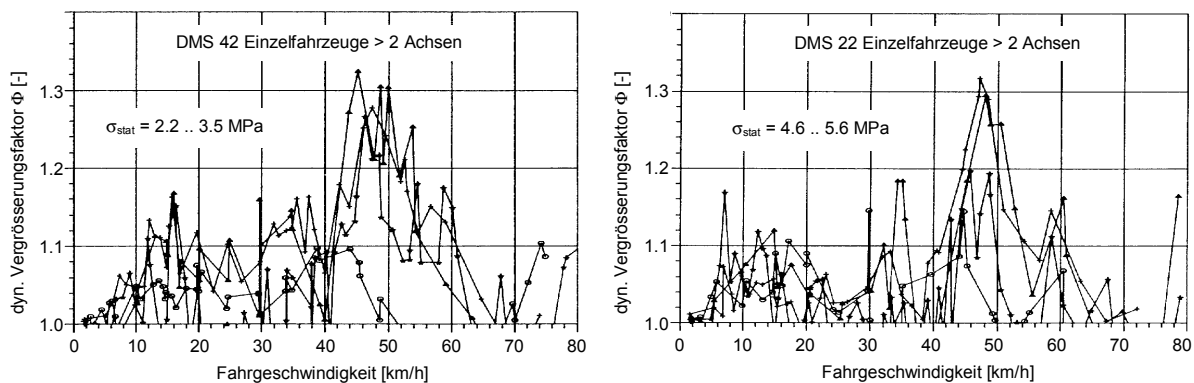


Bild 122: Gemessene  $\Phi$ -Werte in Funktion der Fahrgeschwindigkeit [Cantieni 1988]

Bei der Interpretation der Resultate beider Untersuchungen muss unbedingt beachtet werden, dass die Messungen an wenigen, definierten Stellen erfolgten, die in keinem Zusammenhang mit dem Fahrbahnprofil standen. Das heisst, es werden zufällige Punkte im Verlauf der dynamischen Radkräfte erfasst, und nicht gezielt die Radkraftspitzen. Die Untersuchungen beruhen auf der Annahme, dass die Anregung von Tragwerksschwingungen entscheidend ist, und nicht die Anregung von Fahrzeugschwingungen. Damit soll nicht gesagt werden, dass in jedem Fall die maximale Radkraftspitze massgeblich wird. Deren Auftreten an der Laststellung für die grösste Beanspruchung des massgeblichen Querschnitts ist eher unwahrscheinlich. Wenn die Messquerschnitte jedoch angesichts des Fahrbahnprofils ungünstig liegen, dann kann sich ein verzerrtes Bild ergeben.

Im Gegensatz zu C. Broquet und R. Cantieni ging J. Page davon aus, dass der dynamische Vergrößerungsfaktor ausschliesslich durch die dynamische Radkraftvergrößerung begründet ist [Page 1976]. Um herauszufinden, mit welchen Radkraftvergrößerungen effektiv auf Brücken zu rechnen ist, mass er die Radkräfte bei der Fahrt über 31 Strassenbrücken in Grossbritannien. Als Testfahrzeug diente ein 2-achsiges Einzelfahrzeug mit 160 kN Gesamtgewicht, wobei die dynamischen Radkräfte an der Hinterachse mit 100 kN statischer Achslast gemessen wurden. Die Messmethode

wird nicht angegeben (vergleiche Abschnitt 3.8.1). Deren Genauigkeit beläuft sich gemäss dem Autor auf  $\pm 10\%$ , vorausgesetzt, die beiden Räder bewegen sich in Phase. Elf der befahrenen Brücken waren Autobahnbrücken, und die restlichen 20 Überführungen. Die Spannweiten betragen zwischen 13 und 84 m, und Konstruktionen mit einem bis vier Feldern waren gut vertreten. Die Fahrgeschwindigkeit war 60 km/h auf den Autobahnbrücken und 48 km/h auf den Überführungen.

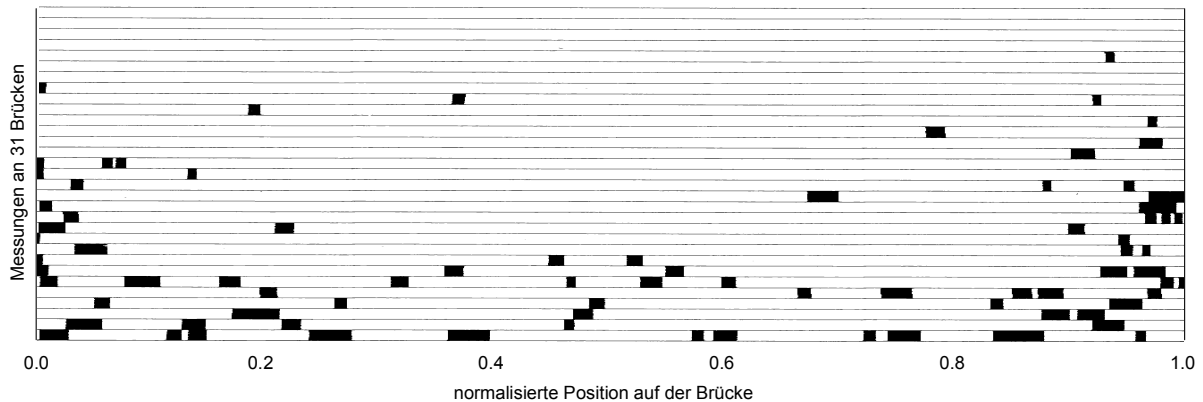


Bild 123: Positionen auf den befahrenen Brücken, wo die dynamische Vergrößerung der Radkräfte mehr als 25% betrug [Page 1976]

Die Messungen ergaben, dass die befahrenen Autobahnbrücken im Durchschnitt deutlich ebener waren als die Überführungen. Während die maximalen Vergrößerungsfaktoren auf den Autobahnbrücken 1.09 bis 1.43 betragen, lagen sie im zweiten Fall zwischen 1.16 und 1.75. Die Maximalwerte traten in der Regel am Anfang und am Ende der Brücken auf. Bei 23 der 31 Brücken lag der grösste Wert im Bereich der ersten oder letzten 10% der Brückenlänge. Mit Ausnahme einer Brücke lag die dynamische Radkraftvergrößerung auf über 90% der Brückenlänge unter 1.25 (Bild 123). Hohe Werte konnten generell auf fehlenden Unterhalt zurückgeführt werden.

#### 4.7.4 Anregung durch spezielle Fahrbahnunebenheiten

Im Rahmen eines Forschungsauftrags zur Untersuchung des dynamischen Verhaltens von Strassenbrücken unter Schwerverkehr führte der Lehrstuhl für Stahlbau ICOM der EPFL Lastversuche an den Viaducs du Chêne durch [Kerridge et al. 1983]. Dabei wurde insbesondere auch das Verhalten der Fahrbahnplatte durch auf Bewehrungsstäbe aufgebrachte Dehnmessstreifen untersucht. Im Versuch kamen zwei Fahrzeuge zum Einsatz, welche das untersuchte Feld in beiden Richtungen in der Mitte und am Rand überfuhren. Das leichtere Fahrzeug war ein 2-Achser mit 160 kN Gesamtgewicht (Achslast vorne 51 kN, hinten 108 kN) und einem Reifendruck von 8 bar. Das schwerere Fahrzeug war ein Kipper mit drei Achsen, der 245 kN wog (vorne 58 kN, hinten 181 kN) und 6 bar Reifendruck aufwies (Bild 124 links oben). Die Fahrzeuge fuhren maximal 60 km/h. Im Abschlussbericht wird festgestellt:

- Ohne künstliches Hindernis konnte keine nennenswerte dynamische Vergrößerung festgestellt werden ( $< 5\%$ ).
- Der Vergleich von Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen am Unterflansch des einen Vollwandträgers ergab immer höhere  $\Phi$ -Werte für die Durchbiegungen.
- Das leichtere Fahrzeug ergab deutlich höhere Vergrößerungsfaktoren.
- Im Fall der Kragplatte wirkte sich die Versteifung durch die Leitmauer sehr stark aus.
- Die Filterung der dynamischen Einflusslinien, welche bei hohen Geschwindigkeiten gemessen wurde, ergaben geringere Werte für die statischen Verschiebungen als die bei Kriechgeschwindigkeit gemessenen Werte.
- Die grössten, gemessenen  $\Phi$ -Werte ergaben sich bei den niedrigsten Fahrgeschwindigkeiten.



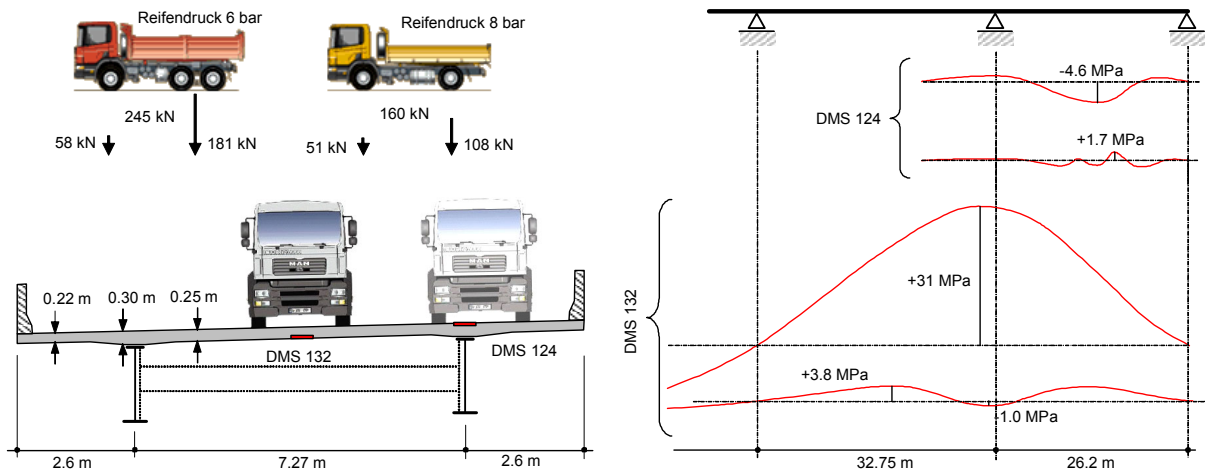


Bild 124: Versuche durch das ICOM an den Viaducs du Chêne [Kerridge et al. 1983]

Die ersten drei Punkte bestätigen die bereits dargestellten Erkenntnisse dieser Arbeit. Der fünfte Punkt könnte anhand des Fahrbahnprofils oder der dynamischen Radkräfte erklärt werden, die leider nicht gemessen wurden. Vermutlich kam es gerade in den Messquerschnitten infolge der aufwärts gerichteten Bewegung des Fahrzeugaufbaus zu einer Entlastung der Brücke, und zwar desto stärker, je schneller das Fahrzeug fuhr. Der letzte Punkt lässt sich dadurch erklären, dass die maximale Radkraftvergrößerung infolge der Aufbauschwingung desto näher bei der Messstelle auftrat, je langsamer das Fahrzeug fuhr.

Bei der Auswertung der Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben erwies es sich als äusserst schwierig, die dynamische Komponente der Dehnungsmessungen vom Hintergrundrauschen zu trennen, nicht zuletzt, da die Dehnungen insgesamt sehr gering waren. Entsprechend konnte nur die Grössenordnung der dynamischen Vergrößerung geschätzt werden. Keine brauchbaren Resultate ergaben sich für die Messstelle mit der absolut grössten Beanspruchung (untere Querbewehrung zwischen den Stegen). Für das leichtere Fahrzeug ergab die Messung der Querdehnungen zwischen den Stegen ca. 1,7, für das schwere ca. 1,3. Das verwendete Brett war 300 mm breit und 50 mm hoch.

Im letzten Unterabschnitt wurden bereits die Dehnungsmessungen durch R. Cantieni an der Deibülbrücke analysiert, welche bei normalen Fahrbahnunebenheiten erfolgten. Die gleichen Messungen wurden bei Fahrten über ein künstliches Hindernis wiederholt [Cantieni 1988]. Bild 125 zeigt rechts wieder schematisch die Versuchsanordnung und links die pro Fahrzeug gemessenen Maximalwerte für den Vergrößerungsfaktor. Das Brett wurde in Brückenmitte auf die Fahrbahn geschraubt.

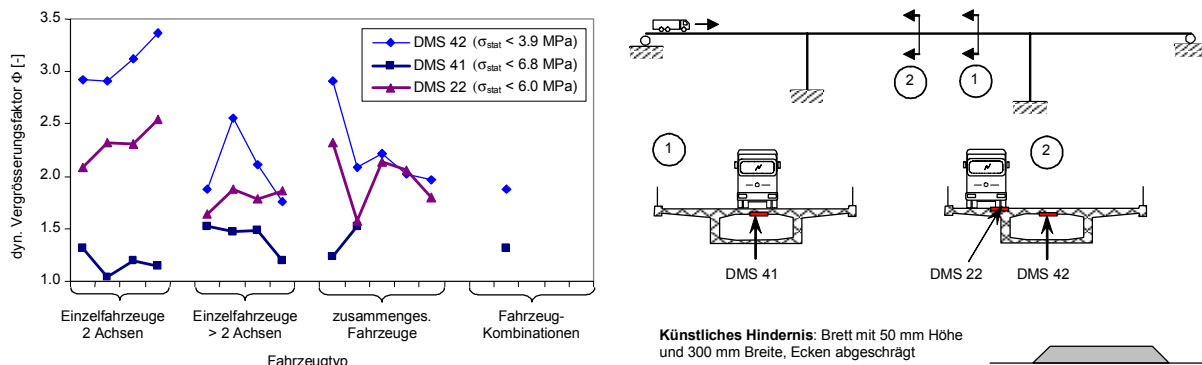


Bild 125: Messungen der dynamischen Vergrößerung der Beanspruchung der Fahrbahnplatte bei der Fahrt über ein künstliches Hindernis [Cantieni 1988]

Die Werte für die drei betrachteten Messstellen liegen relativ weit auseinander. DMS 41, welcher bereits 10 m vom Brett liegt, liefert maximale  $\Phi$ -Werte bis ca. 1.5. Demgegenüber liefert DMS 42 sehr hohe Werte. Zu berücksichtigen ist dabei, dass die statische Beanspruchung am Dehnmessstreifen 42 mit maximal 3.9 MPa deutlich tiefer liegt als jene am DMS 22 (6.0 MPa). Bild 126 zeigt ausserdem, dass bei den Einzelfahrzeugen mit mehr als 2 Achsen jenes Fahrzeug mit Abstand die grössten  $\Phi$ -Werte liefert, das die geringste statische Beanspruchung hervorruft. Die Einzelfahrzeuge mit nur zwei Achsen erzeugten durchwegs nur ca. 65% der statischen Beanspruchung der Einzelfahrzeuge mit Doppelachsgruppen (> 2 Achsen). Die maximalen  $\Phi$ -Werte für die Fahrzeuge mit der grössten Wirkung auf die Fahrbahnplatte betragen daher ca. zwischen 1.8 und 2.0.

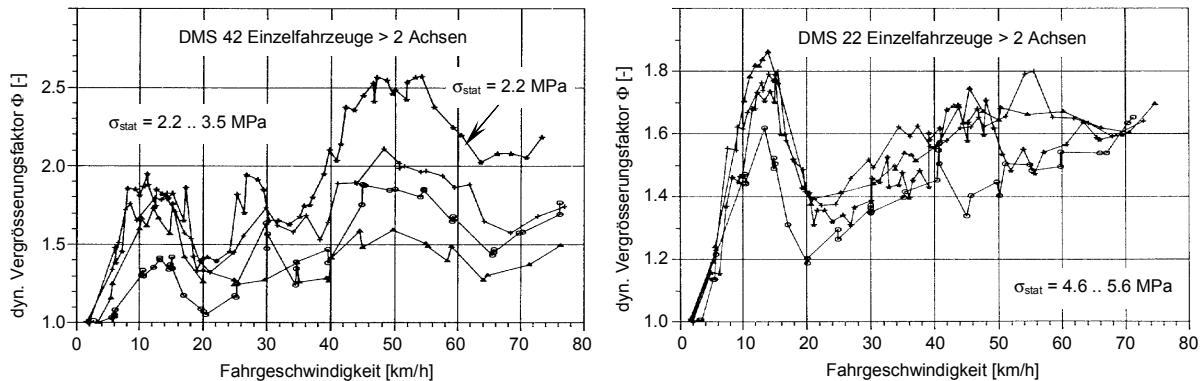


Bild 126: Gemessene  $\Phi$ -Werte in Funktion der Fahrgeschwindigkeit, Fahrten über ein künstliches Hindernis [Cantieni 1988]

#### 4.8 Folgerungen

Nach einer eingehenden Analyse der wichtigsten Phänomene, welche infolge der Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke auftreten, wurden in diesem Abschnitt einfache Modelle entwickelt um den Einfluss der wichtigsten Parameter abzuschätzen. Es konnte gezeigt werden, dass gerade im Hinblick auf die Anwendung von Vergrößerungsfaktoren für die Überprüfung einer Strassenbrücke folgenden Umständen Rechnung zu tragen ist:

- Vergrößerungsfaktoren, die auf Durchbiegungsmessungen beruhen, sind für den Nachweis der Schnittkräfte um 10 bis 20 % abzumindern,
- Vergrößerungsfaktoren für tragsicherheitsrelevante, hohe Nutzlasten sind deutlich kleiner als für leichte Einzelfahrzeuge, da die dynamische Beanspruchung im Vergleich zur statischen bei schweren Fahrzeugen weniger ins Gewicht fällt und weil schwere Fahrzeuge dynamisch gesehen weicher sind und eine höhere Dämpfung im System Brücke + Fahrzeug mit sich bringen,
- Im Fall von Brücken mit mehr als einer Fahrspur besteht der massgebliche Lastfall für den Tragfähigkeitsnachweis aus mehr als einem Fahrzeug, wobei die Anzahl der Fahrzeuge mit der Länge der Brücke wächst. Je mehr Fahrzeuge das Gefährdungsbild einschliesst, desto unwahrscheinlicher ist eine synchrone Anregung und desto geringer der entsprechende Vergrößerungsfaktor.

Berücksichtigt man zudem, dass eine starke Konzentration von Fahrzeugen nur für geringe Fahrgeschwindigkeiten (Stau, stockender Kolonnenverkehr) auftritt, und dass die kritische Geschwindigkeit für die grösste gemessene Schwingungsanregung normalerweise relativ hoch ist, dann muss die Relevanz traditioneller Versuchsergebnisse für den Tragfähigkeitsnachweis von Brücken stark in Frage gestellt werden. Bei der Anwendung von gemessenen Vergrößerungsfaktoren stellt sich zudem die Frage, welche Fahrbahnebenheiten im Tragsicherheitsnachweis berücksichtigt werden sollten. Die Angabe eines gemessenen Vergrößerungsfaktors ohne Spezifikation der vorgefunde-

nen Fahrbahnunebenheiten ist dabei ungefähr so viel Wert wie die Angabe einer maximalen Durchbiegung ohne Präzision der aufgebrachten Lasten.

Wenn ein Vergrößerungsfaktor auf einem dynamischen Belastungsversuch beruht, dann muss beim Nachweis der Tragsicherheit berücksichtigt werden dass sich dessen korrekte Anwendung auf geringe Nutzlasten in der Grössenordnung des Versuchsfahrzeugs sowie auf Nachweise auf Gebrauchsniveau beschränkt, das heisst im Wesentlichen auf den Nachweis der Ermüdungssicherheit. Nicht ganz zufällig geht das Konzept des dynamischen Vergrößerungsfaktors auch auf die Bemessung von Eisenbahnbrücken in der Mitte des 19. Jahrhunderts zurück, für welche die Ermüdung zumeist massgeblich wurde. Bei den heutigen Strassenbrücken ist mit einer geringen Ermüdungsanfälligkeit und einem ausgeprägt nicht-linearem Verhalten im Bruchzustand zu rechnen, dessen Einfluss im Abschnitt „Einfluss dynamischer Effekte auf Bruchniveau“ genauer untersucht wird.

Trotz der beschränkten Relevanz der Belastung einer Brücke durch ein Einzelfahrzeug wurde dieser Fall nicht nur in fast allen experimentellen sondern auch in den meisten analytischen Studien, welche in der Fachliteratur dokumentiert sind, untersucht. Das Ziel der analytischen Studien ist dabei oft, die gemessenen Vergrößerungen möglichst präzise wiederzugeben. Eine präzise Bestimmung des Vergrößerungsfaktors ist jedoch unmöglich; die grosse Bandbreite der Parameter für den Verkehr, das statische System der Brücke und die Fahrbahnunebenheiten lassen dies nicht zu:

- Genau genommen unterscheidet sich der Verkehr (Dichte, Zusammensetzung, ..) von Ort zu Ort. Ausschlaggebend ist dabei nicht die Verkehrsmenge, sondern das gehäufte Auftreten von Schwerfahrzeugen. Der extrem dichte Verkehr in Ballungsräumen ist wegen der grossen Anzahl von Personenwagen (= Abstandhalter für Schwerfahrzeuge) beispielsweise weniger gefährlich als Baustellenverkehr in peripherer Lage.
- Gerade in der Schweiz gibt es fast so viele verschiedene statische Systeme (Geometrie, Lagerbedingungen, Gründung, ..) wie Brücken. Zwar konnte gezeigt werden, dass es im Wesentlichen auf die Steifigkeit des Tragwerks ankommt, ob mit geringen oder starken Reaktionen zu rechnen ist. Aber gerade bei komplizierten Geometrien (gekrümmte Träger, schiefe Brücken, ..) ist auch die Anregung von „weichen“ Tragwerken schwierig, oder die Anregung verteilt sich auf mehrere Eigenfrequenzen, welche für unterschiedliche Bruchmechanismen relevant sind.
- Auch die Fahrbahnunebenheiten, deren Grösse mehr oder weniger direkt für die Höhe des Vergrößerungsfaktors verantwortlich ist, können keinesfalls als feste Grösse betrachtet werden. Jede Fahrspur hat ihr eigenes Profil, und im Verlauf der Nutzung ist mit Veränderungen zu rechnen, sei es in Folge von Setzungen, Schäden am Fahrbahnübergang oder schlicht durch Abnutzung des Belags. Hinzu kommt, dass bereits ein Schneehäufchen von 5 cm Höhe die Situation völlig verändert.
- Der Einfachheit halber wird derselbe Vergrößerungsfaktor für den Nachweis des Biege- und Schubwiderstandes verwendet. Genau genommen handelt es sich dabei um stark unterschiedliche Bruchmechanismen; dementsprechend werden in den statischen Berechnungen auch verschiedene Lastkonfigurationen für den Nachweis verwendet. Im Zusammenhang mit den dynamischen Verhalten stellt sich beim Schubnachweis die Frage nach dem Einfluss höherer Eigenformen. Für Balkenbrücken wurde geschlossen, dass dieser Einfluss für tragsicherheitsrelevante Belastungen vernachlässigbar ist; dieser Schluss kann jedoch nicht ohne weiteres generalisiert werden.

Vorausgesetzt es gelänge dynamische Belastungsversuche durch numerische Simulationen zu ersetzen, dann müssten erst noch fundierte statistische Daten zu allen wichtigen Parametern erhoben werden, bevor auf der Grundlage der Wahrscheinlichkeitsrechnung ein wissenschaftlich stichhaltiger Wert für den dynamischen Vergrößerungsfaktor ermittelt werden könnte. Die Erhebung statistischer Daten ist aufwendig. Beispielsweise ist über die Veränderung von Unebenheiten über die Zeit genauso wenig bekannt wie über die Auftretenswahrscheinlichkeit spezieller Hindernisse (Schlaglöcher, verlorenes Ladegut, ..) mitten auf einer Brücke. Mit traditionellen Methoden der

Wahrscheinlichkeitsrechnung wäre zudem der Empfindlichkeit des Systems auf die Anregungsfrequenz nicht ohne weiteres beizukommen: Je nach Profil der Fahrbahnunebenheiten kann die kritische Geschwindigkeit genau im Bereich der Betriebsgeschwindigkeit zu liegen kommen oder weit daneben.

Es ist jedoch die falsche Fragestellung, möglichst genau die Wirkung eines Fahrzeugs auf eine Brücke erfassen zu wollen. Im Hinblick auf den Tragsicherheitsnachweis interessiert, mit welchen dynamischen Vergrößerungen bei Lastfällen zu rechnen ist, welche die Tragsicherheit effektiv in Frage stellen. Genau hierfür erweisen sich die Resultate der einfachen Modelle als sehr hilfreich. Denn während ein dynamischer Lastversuch nur die Aussage erlaubt, welcher Vergrößerungsfaktor für die jeweilige Brücke unter den jeweiligen Versuchsbedingungen (vorgefundenes Längsprofil, Fahrzeuge ähnlich wie Versuchsfahrzeug) zu erwarten ist, sind einfache Modelle weitgehend allgemeingültig. Die Umsetzung der Resultate im Hinblick auf die Bestimmung konkreter Werte für den Vergrößerungsfaktor erfolgte schrittweise:

- Entscheidend ist das Verhalten des Systems Brücke + Fahrzeuge, wobei der Anteil der Nutzlast an der Gesamtlast eine grosse Rolle spielt. Nur jene Situationen sind relevant, bei denen die Verkehrslasten hohe Beanspruchungen im Tragwerk erzeugen.
- Die dynamische Vergrößerung der Schnittkräfte in Trägern ergibt sich durch deren Schwingungen. Die Berücksichtigung der Vergrößerung durch Multiplikation von Einzellasten mit einem Lastfaktor führt zu einer Überschätzung der maximalen Querkraft. Daher ist der Vergrößerungsfaktor direkt auf die Schnittkräfte anzuwenden und nicht über den Umweg der Verkehrslasten einzuführen.
- Je grösser der Anteil der Nutzlast an der Gesamtlast, desto geringer ist der zu erwartende dynamische Vergrößerungsfaktor. Dies wird sowohl durch die Modellrechnungen als auch durch Messungen bestätigt. Bei Einzelfahrzeugen ist dies darauf zurückzuführen, dass die dynamische Beanspruchung im Vergleich zur statischen weniger ins Gewicht fällt sowie dass schwere Fahrzeuge dynamisch gesehen weicher sind und eine höhere Dämpfung im System Brücke + Fahrzeug mit sich bringen. Bei mehreren Fahrzeugen wird zudem eine synchrone Anregung aller Fahrzeuge unwahrscheinlich.
- Je dichter der Verkehr auf der Brücke, desto langsamer fährt er. Mit der Fahrgeschwindigkeit sinkt die zu erwartende dynamische Vergrößerung bei normalen Fahrbahnunebenheiten, da für die Anregung kürzere Wellenlängen im Längsprofil massgeblich werden, die geringere Amplituden aufweisen.
- Im Fall der Anregung durch spezielle Fahrbahnunebenheiten (Schlaglöcher, verlorenes Ladegut, ..), ist zu berücksichtigen, dass die Wahrscheinlichkeit des Auftretens in Feldmitte gering ist, und dass bei mehreren Fahrzeugen nicht alle gleichzeitig das Hindernis überqueren.
- Für die dynamische Beanspruchung von Fahrbahnplatten ist das Verhalten des Tragwerks weitgehend belanglos. Entscheidend ist die Radkraftvergrößerung, welcher für das untersuchte Gefährdungsbild zu erwarten ist.

Im Hinblick auf die Festlegung eines Vergrößerungsfaktors erlauben diese Feststellungen bereits gewisse Einschränkungen. Sofern der massgebliche Lastfall aus mehr als ca. 6 Schwerfahrzeugen besteht, kann die dynamische Vergrößerung praktisch vernachlässigt werden. Für relativ grosse Brücken ist die dynamische Vergrößerung somit irrelevant. Dieser Umstand wird in der Schweiz bereits seit der Einführung der Norm SIA 160 (1989) dadurch berücksichtigt, dass verteilte Lasten nicht mehr vergrössert werden. Dadurch verringert sich die auf die gesamte Verkehrslast bezogene, dynamische Vergrößerung mit zunehmender Spannweite [Bailey 1996]. Bei 100 m Spannweite beträgt sie noch ca. 10%.

Für kürzere Brücken stellt sich die Frage, welches das geeignete Kriterium für die Festlegung des Vergrößerungsfaktors ist. Die von R. Cantieni vorgeschlagene Beziehung in Abhängigkeit der Grundfrequenz hat gewisse Nachteile, welche vor allem damit zusammenhängen, dass die Grund-

frequenz nur eine Eigenschaft der Brücke ist, aber nicht das System Brücke + Fahrzeuge beschreibt:

- Die Grundfrequenz lässt sich in keinen Zusammenhang mit den für die Tragsicherheit massgeblichen Lastfällen bringen. Das heisst, der Anteil der Verkehrslasten an der Gesamtlast und die Anzahl Fahrzeuge lassen sich nicht berücksichtigen. Ein einigermaßen genauer Zusammenhang zwischen der Grundfrequenz und einer Spannweite lässt sich nicht herstellen (siehe Bild 251, Seite 244).
- Die analytische Bestimmung der Grundfrequenz ist mit einiger Unsicherheit behaftet, die experimentelle Bestimmung in der Praxis relativ aufwendig.
- Untersuchungen im Erdbebeningenieurwesen haben gezeigt, dass Messungen der Grundfrequenz unter alltäglichen Bedingungen durch parasitäre Einflüsse oft derart stark beeinflusst werden, dass sie in keinem Zusammenhang zum dynamischen Verhalten unter massgeblichen Beanspruchungen stehen.
- Eine Unterscheidung von Vergrößerungsfaktoren für Biegemomente und Querkräfte ist nicht möglich.

In den meisten Ländern wird der Vergrößerungsfaktor in Funktion der Spannweite angegeben (siehe Abschnitt 9.2). Dadurch lässt sich zu einem gewissen Grad berücksichtigen, wie viele Fahrzeuge sich im Ernstfall auf der Brücke befinden. Dies gilt allerdings nur, wenn eine bestimmte Konstruktionsform und Fahrbahnbreite vorausgesetzt wird. In der Schweiz werden die Verkehrslasten bei der Überprüfung einer Brücke in Funktion der Torsionssteifigkeit des Überbaus festgelegt, und können daher bei gleicher Spannweite stark variieren (siehe Abschnitt 10.4.4 bzw. [Imhof et al. 2001]). Bei Brücken mit mehr als einem Feld werden je nach Nachweis (Stütz- / Feldmoment, Querkraft) nur gewisse Felder belastet.

Im Hinblick auf die dynamische Vergrößerung treten bei kurzen Brücken andere Aspekte in den Vordergrund als bei langen. Je geringer die Spannweite, desto steifer und entsprechend weniger schwingungsanfällig ist die Brücke. Zudem werden Brücken offensichtlich umso schneller von Fahrzeugen überquert je kürzer sie sind. Das heisst, die Anzahl der auf das Tragwerk übertragenen Anregungszyklen wird immer kleiner. Andererseits ist zu beachten, dass sich bei kurzen Brücken ausgeprägte Unebenheiten unmittelbar vor der Brücke sowie an den Fahrbahnübergängen stärker auf die Antwort der Träger auswirken.

Da der Anteil der Nutzlast und die Anzahl der Fahrzeuge neben den Fahrbahnunebenheiten als wichtigste Einflussfaktoren für den Vergrößerungsfaktor identifiziert wurden, liegt es Nahe, diese als Kriterium für die Festlegung des Vergrößerungsfaktors heranzuziehen. Die Erkenntnisse aus dynamischen Lastversuchen sind dabei von grossem Nutzen, indem die grössten gemessenen Werte als Referenz bzw. zur Festlegung der oberen Grenze dienen. Die genauen Werte des Vergrößerungsfaktors, welche für die Anwendung im Rahmen von Überprüfungen empfohlen werden, finden sich im Abschnitt „Anwendung“. Angesichts der Analyse des dynamischen Verhaltens von Fahrbahnplatten wird im Nachweiskonzept zwischen der dynamischen Belastung von Längsträger und der von Fahrbahnplatten unterschieden.

## 5 Einfluss dynamischer Effekte auf Bruchniveau

### 5.1 Überblick

In diesem Abschnitt wird darauf eingegangen, welchen Einfluss inelastisches Materialverhalten der Brücke auf die dynamische Lastvergrößerung hat. Aus dem Erdbebeningenieurwesen ist bekannt, dass sich die dynamische Beanspruchung eines Tragwerks stark verringert, wenn es sich im Bruchzustand duktil verhält. Wie weit sich dies auf den Fall der dynamischen Belastung einer Brücke durch Verkehrslasten übertragen lässt, wurde bisher noch nicht untersucht. Die Aufzeigung des „Gravitationseffekts“ verdeutlicht, dass eine direkte Übertragung keinesfalls möglich ist.

Entscheidend für die dynamische Vergrößerung ist das Bruchverhalten des Tragwerks. Daher wird anfangs der grundlegenden Frage nachgegangen, wie das Bruchverhalten unter dynamischer Verkehrsbelastung aussieht. Anhand einfacher Modelle wird anschliessend untersucht, welches Verhalten sich für die wichtigsten Szenarien mit dynamischer Vergrößerung in Abhängigkeit des Bruchverhaltens erwarten lässt. Auf die Belastung von Fahrbahnplatten wird getrennt eingegangen, wobei der Einfluss des Bruchverhaltens auf die Bruchverzögerung aufgezeigt wird.

Im Hinblick auf die Anwendung der Erkenntnisse werden Resultate von Grossversuchen an Strassenbrücken herangezogen. Ergänzende Überlegungen zum Duktilitätsbedarf für die Schnittkraftumlagerung bei statisch unbestimmten Systemen zeigen, dass eine ausreichende Duktilität zur Dissipation des dynamischen Teils der Verkehrsbelastung nicht ohne weiteres vorausgesetzt werden kann. Eine einfache Methode zum Nachweis einer genügenden Dissipationskapazität wird vorgeschlagen.

Da sich die Erkenntnisse primär auf das Versagen von Balkenbrücken auf Biegung beziehen, wird ergänzend auf die Bedeutung des Nachweises der Querkraft eingegangen. Abschliessend werden die Resultate kurz zusammengefasst.

### 5.2 Einleitung

Im letzten Abschnitt wurde eingehend das dynamische Verhalten des Fahrzeug-Brücke Systems auf Gebrauchsniveau untersucht. Dabei wurde darauf hingewiesen, dass die erhaltenen Erkenntnisse nur bei rein elastischem Verhalten der Brücke Gültigkeit haben. Das hat grosse Bedeutung für Brückenlängsträger, bei denen sich die dynamische Vergrößerung der Beanspruchung vor allem durch deren Anregung zu Schwingungen ergibt. Bei Schwingungen<sup>3</sup> handelt es sich grundsätzlich um ein Phänomen des Energieaustausches, welches elastisches Materialverhalten voraussetzt. Kinetische Energie wird in elastische Formänderungsarbeit umgewandelt und umgekehrt, was zu keinen bleibenden Verformungen oder zu sonstigen Veränderungen im Werkstoff (z.B. zu Rissen) führt.

Gerade bei Strassenbrücken wird im Fall des Tragfähigkeitsnachweises jedoch keinesfalls von elastischem Verhalten ausgegangen. Ganz im Gegenteil, man strebt ein inelastisches, duktileres Bruchverhalten an, einerseits, weil sich dadurch ein Bruchvorgang frühzeitig ankündigt und andererseits, weil sich dadurch bei statisch unbestimmten Systemen die Tragreserven deutlich erhöhen lassen. Dementsprechend basieren moderne Bemessungs- bzw. Überprüfungsregeln schon seit langem auf einer wirklichkeitsnahen Untersuchung des Bruchzustands und nicht auf dem Nachweis fiktiver, elastischer Spannungen. Einem auf linear elastischem Materialverhalten gegründeten, dynamischen Vergrößerungsfaktor ist für Tragsicherheitsnachweise auf Bruchniveau somit die Basis entzogen.

Nachfolgend wird darauf eingegangen, welchen Einfluss nichtlineares Materialverhalten auf die dynamische Vergrößerung infolge von Verkehrslasten hat. Grundlegend ist dabei die energetische Betrachtung der Vorgänge. Bild 127 zeigt schematisch das Prinzip der gleichen Formänderungsar-

---

<sup>3</sup> Streng genommen wäre von Schwingungen mit unterkritischer Dämpfung zu sprechen

beit, das als eines der Prinzipien im Erdbebeningenieurwesen bekannt ist [Bachmann 1995]. Es veranschaulicht, dass ein Tragelement nicht unbedingt einen hohen Widerstand auf der Kraftachse aufweisen muss, um kinetische Energie in Form von Erdstössen aufnehmen zu können. Das Tragvermögen ist genauso gut durch einen wesentlich geringeren Widerstand gewährleistet, wenn eine ausreichende Duktilität gegeben ist.

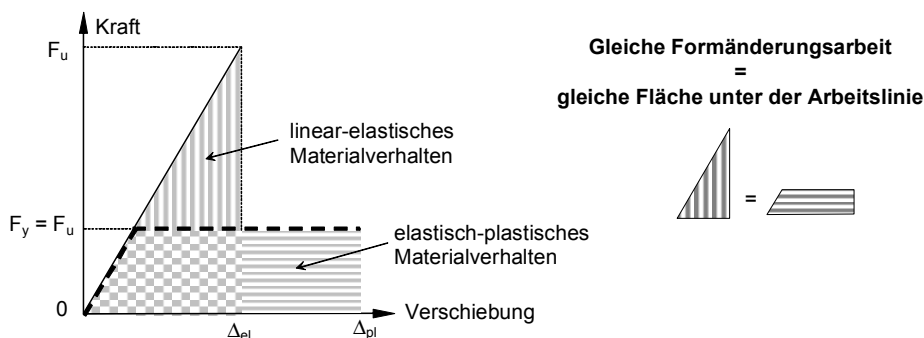


Bild 127: Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit

Da es sich bei Erdbeben um sehr seltene Ereignisse handelt, kann in der Regel durchaus akzeptiert werden, dass damit merkbare, plastische Verformungen verbunden sind. In jedem Fall ein rein elastisches Verhalten zu fordern, wäre schlichtweg unverhältnismässig. Dies gilt auch und im Speziellen für Brücken mit deren normalerweise schlanken Stützen. Wie in der Einleitung gezeigt wurde (Abschnitt 1.6), ist auch das Eintreten des Bruchzustands infolge Verkehrslasten ein extrem seltenes Ereignis. In statischen Berechnungen werden daher selbstverständlich auch bei extremen Verkehrslasten plastische Verformungen zugelassen, allerdings normalerweise ohne die Konsequenzen für die dynamische Vergrösserung zu berücksichtigen.

Wie nachfolgend gezeigt wird, liefern bereits sehr einfache Modelle nützliche Ergebnisse zur Abschätzung des Einflusses plastischer Verformung auf die dynamische Vergrösserung. Unabdingbare Voraussetzung bei der wirklichkeitsnahen Untersuchung des Verhaltens auf Bruchniveau ist jedoch die Kenntnis der Kraft-Verschiebung-Kurve oder des Momenten-Krümmungs-Diagramms **bis zum Bruch**. Dies zwingt den mit dem Nachweis betrauten Ingenieur, sich intensiver als gewohnt mit dem Bruchverhalten auseinanderzusetzen, was als durchaus positiv erachtet wird.

Die das Verformungsverhalten kennzeichnende Kurve wird in der Folge als „Arbeitslinie“ bezeichnet. Dies verdeutlicht, dass die Fläche unter der Kurve der Arbeit (= Energie) entspricht, welche investiert werden muss, um eine gewisse Verformung zu erzielen. Wichtige Überlegungen beruhen in der Folge auf Energiegleichgewichten, wie der vorgeschlagene Nachweis der genügenden Dissipationskapazität.

### 5.3 Modellbildung und Schwerkraftwirkung

Eine zweckmässige Modellbildung ist von grosser Bedeutung für das Verständnis der untersuchten Vorgänge. Einfache Modelle erhöhen nicht nur die Verständlichkeit, sie sind auch leichter zu analysieren und auszuwerten. Im Abschnitt zur Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau wurde ein Modell basierend auf Einmassenschwingern präsentiert, mittels welchem die wichtigsten Effekte bei der dynamischen Wechselwirkung erfasst werden können (Bild 85, Seite 67). Jedoch bereits mit dem Zweimassenschwinger in Bild 86 konnten die grundlegenden Zusammenhänge erfasst werden. Auch in diesem Abschnitt wird wieder auf den Einmassenschwinger als einfachst-mögliches Modell zurückgegriffen.

#### 5.3.1 Modellbildung für die Brücke

In Bild 128 ist schematisch dargestellt, wie eine Brücke als Einmassenschwinger modelliert werden kann, indem geeignete Schritte der Modellbildung durchlaufen werden. Analog zu statischen Be-

rechnungen wird ein statisches System gebildet, durch welches primär die Geometrie und die Randbedingungen erfasst werden. Die erste relevante Vereinfachung im Hinblick auf die dynamische Analyse ist die Vernachlässigung der höheren Eigenschwingungsformen. Wie anhand Bild 117 gezeigt wurde, entspricht die 1. Eigenform gerade beim einfachen Balken sehr genau der Durchbiegung infolge des für den Tragfähigkeitsnachweis massgeblichen Lastfalls. Hinzu kommt, dass die 2. Eigenform nichts zur Belastung des massgeblichen Querschnitts beiträgt, wenn man sich in erster Linie auf den Nachweis des Biege widerstands konzentriert.

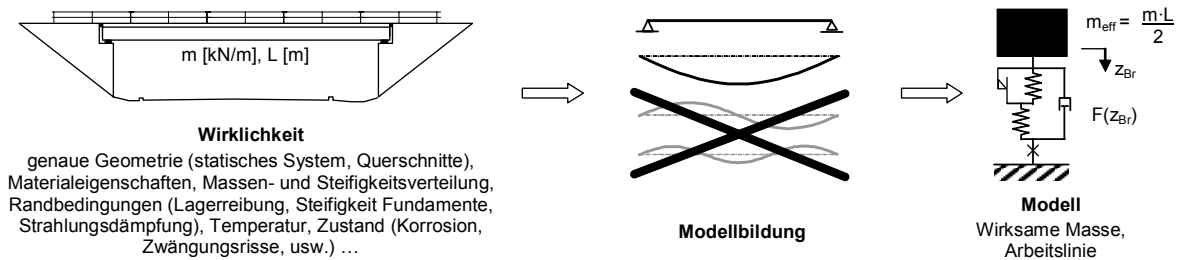


Bild 128: Modellbildung für die Brücke

Vernachlässigt man zweitens den Einfluss der Fahrzeugposition auf das Systemverhalten, dann ergibt die Modellbildung schliesslich einen Einmassenschwinger mit der wirksamen Masse des Brückenträgers sowie einem Kraft-Verschiebungs-Verhalten analog demjenigen des Brückenträgers. Die dargestellte Kombination aus Feder-, Dämpfungs-, Reibungs- und Bruchelementen soll dabei das nicht-lineare Verhalten der Brücke symbolisieren und ist nicht Grundlage des angenommenen Verformungsverhaltens, auf welches in Abschnitt 5.5 noch näher eingegangen wird.

### 5.3.2 Modellbildung für das Fahrzeug

Wie in Abschnitt 3 bereits gezeigt wurde, lässt sich ein Fahrzeug mit genügender Genauigkeit als Mehrmassenschwinger modellieren. Mittels eines detaillierten Modells (Bild 129 Mitte) lassen sich die dynamischen Radkräfte sogar sehr gut reproduzieren, wenn die Eigenschaften der Aufhängung korrekt erfasst werden [Cebon 1999]. Aus der Analyse der Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau folgt, dass im ungünstigsten Fall der Fahrzeugaufbau genau in der Grundfrequenz des Fahrzeug-Brücke Systems angeregt wird. Achseigenschwingungen haben wegen deren hohen Frequenzen und deren geringen Gewichts wenig Einfluss. Somit kann das Fahrzeug in erster Näherung mit Hilfe eines Einmassenschwingers modelliert werden, der die modale Masse, Steifigkeit und Dämpfung der kritischen Eigenschwingungsform des Fahrzeugs aufweist (Bild 129 rechts).

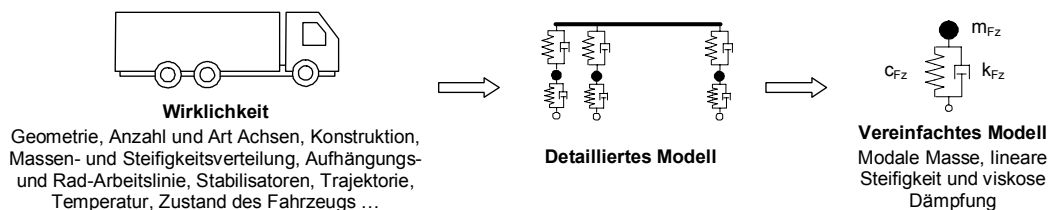


Bild 129: Modellbildung für das Fahrzeug

### 5.3.3 Massgebliche Szenarien

Das dritte Kernelement neben Fahrzeug und Brücke ist die Anregung, deren Stärke direkt die Antwort des Systems bestimmt. Massgeblich für die Anregung von Fahrzeug und Brücke sind grundsätzlich zwei vertraute Phänomene der Dynamik: Resonanz und Stoss. Der Abschnitt „Szenarien ohne Wechselwirkung“ hat gezeigt, dass darüber hinaus auch die Fliehkraft bei Kurvenfahrt hohe Vergrößerungsfaktoren verursachen kann. Entsprechend werden drei Szenarien auf Bruchniveau untersucht:



- Szenario „Anregung in Grundfrequenz“: Bei normalen Fahrbahnunebenheiten kommt es zur stärksten Anregung, wenn ein Fahrzeug über mehrere ausgeprägte, periodisch aufeinander folgende Wellen fährt. Entsprechend erfasst dieses Szenario den Fall, bei welchem eine Brücke durch extrem schwere Fahrzeuge sehr stark in der Grundfrequenz des Systems Fahrzeug-Brücke angeregt wird. In Bild 130 links ist erkennbar, dass dies zu einer ausgeprägten Antwort der Brücke führt, welche klar von der 1. Eigenform dominiert wird.

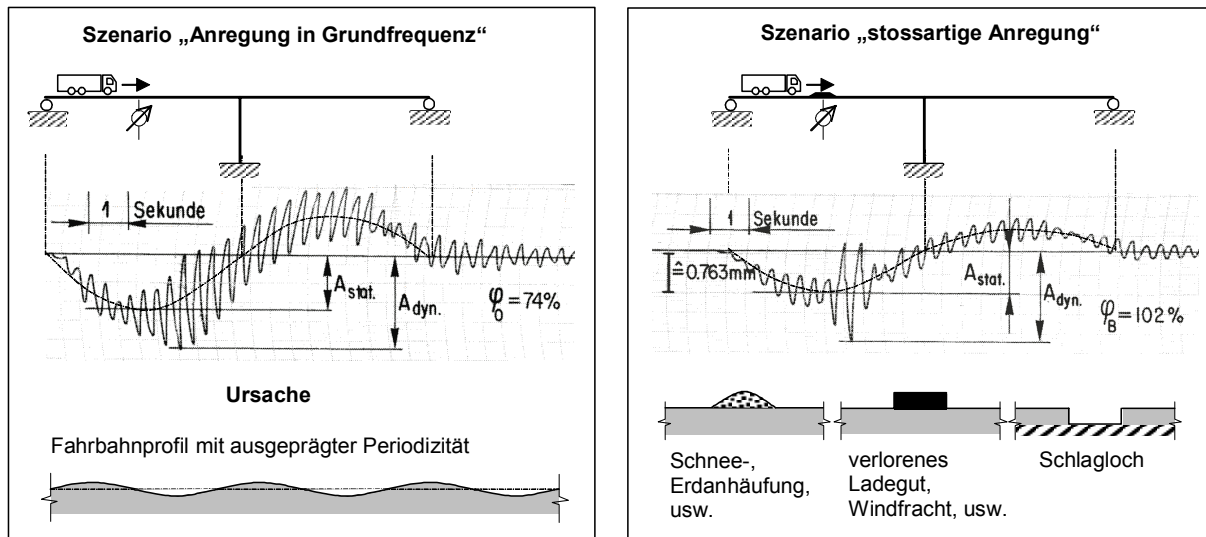


Bild 130: Massgebliche Szenarien infolge Anregung durch Fahrbahnunebenheiten (Messungen aus [Cantieni 1983])

- Szenario „stossartige Anregung“: Neben langen Wellen im Fahrbahnprofil können auch spezielle Fahrbahnunebenheiten starke Amplituden aufweisen. Beispiele solcher Unebenheiten werden in Bild 130 rechts gegeben. Fährt ein schweres Fahrzeug über ein derartiges Hindernis, dann erfährt es einen starken Stoss, welcher auf die Brücke übertragen wird. Offensichtlich erzeugt jede Achse einen Stoss, und je nach Achsabstand und Fahrgeschwindigkeit kann sich die Wirkung aufeinander folgender Achsen vervielfachen oder auslöschen. Bild 130 rechts zeigt ein Beispiel für die Antwort einer Brücke bei der Anregung durch ein über ein Brett fahrendes Fahrzeug. Typischerweise kommt es kurzzeitig zu einer sehr ausgeprägten Anregung, die schnell wieder abklingt, da die grossen Auslenkungen sowohl beim Fahrzeug als auch bei der Brücke überproportional stark gedämpft werden.
- Szenario „Kurvenfahrt“: Bei Kurvenfahrt kommt es infolge der Fliehkraft zu einer starken Gewichtsverlagerung auf die aussen liegenden Räder, was im Grenzfall zum Umkippen von Lastwagen führen kann. Auch wenn dies nicht zu einer Vergrößerung des Fahrzeug-Gesamtgewichts führt, stellt dies vor allem im Fall von Kragplatten ein ernst zu nehmendes Szenario dar.

Diese drei Szenarien werden jeweils für sich untersucht, wobei verschiedene Modelle zur Anwendung kommen.

### 5.3.4 Schwerkraftwirkung

Die Berücksichtigung von nichtlinearem Materialverhalten im Fall von dynamischer Einwirkung ist aus dem Erdbebeningenieurwesen bekannt. Das einleitende Bild 127 zur Veranschaulichung des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit wurde auch aus diesem Gebiet übernommen. Vielfach eignet sich auch zur Analyse des Lastfalls ‚Erdbeben‘ das Modell des Einmassenschwingers, wie in Bild 131 rechts gezeigt wird. Bei der üblichen Bemessung bzw. Überprüfung nach dem Antwortspektrenverfahren werden die Beanspruchungen zwar am elastischen Einmassenschwinger bestimmt, aber anschliessend unter Berücksichtigung der Duktilität stark abgemindert. Sofern an die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks nach einem schweren Beben keine speziellen Anforderungen

gestellt werden, erlauben die Normen eine massive Abminderung der Einwirkung (siehe z.B. [Wenk et al. 2003]).

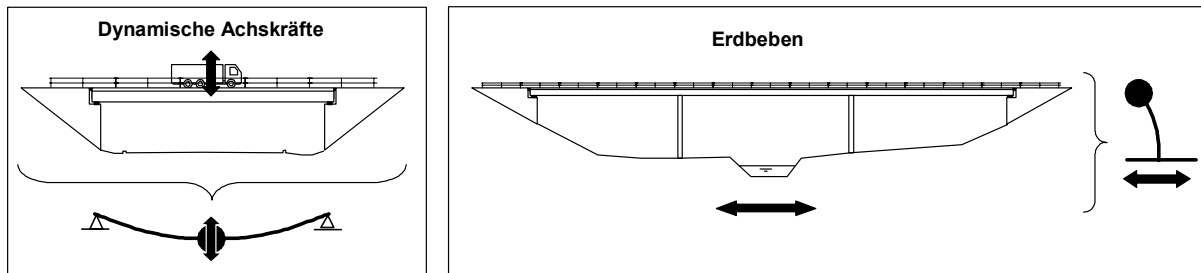


Bild 131: Modellbildung für die Analyse von Brücken unter dynamischer Beanspruchung

Aus Bild 131 ist nicht ersichtlich, dass zwischen der Anregung durch dynamische Achskräfte und dem Lastfall ‚Erbeben‘ ein sehr wichtiger Unterschied besteht: Im einen Fall wirkt die Schwerkraft in Richtung der Anregung und im anderen Fall vorwiegend rechtwinkelig zur massgeblichen Einwirkung. Die Schwerkraftwirkung lässt sich einfach anhand von Bild 132 erklären:

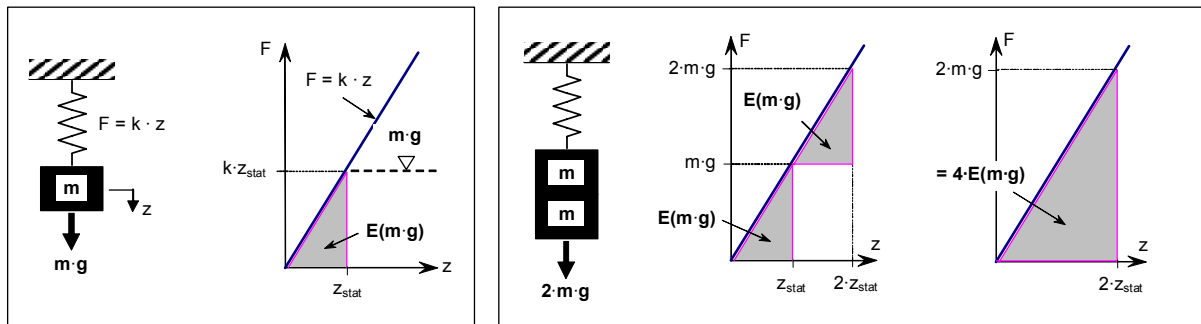


Bild 132: Veranschaulichung der Schwerkraftwirkung

- Das Bild zeigt links einen Einmassenschwinger, der durch das Gewicht  $m \cdot g$  belastet wird. Das Gewicht bewirkt die Verformung  $z_{\text{stat}}$  der Feder, und bei ideal elastischem Verhalten speichert diese die durch das Gewicht geleistete Verformungsarbeit  $E(m \cdot g) = \frac{1}{2} k \cdot z_{\text{stat}}^2$ , welche jener Arbeit = Kraft \* Weg entspricht, die notwendig ist, um die Feder bis  $z_{\text{stat}}$  zu verformen. Konkret kann man sich unter dem Modell einen Brückenträger vorstellen, der durch sein Eigengewicht belastet wird.
- Wird dieser Einmassenschwinger nun zusätzlich durch ein weiteres Gewicht  $m \cdot g$  belastet, wie in Bild 132 rechts dargestellt, so verdoppelt sich die Verformung auf  $2 \cdot z_{\text{stat}}$ , wodurch sich die gesamte von der Feder aufgenommene Verformungsarbeit (= Fläche unter der Kurve) auf den Betrag  $4 \cdot E(m \cdot g)$  erhöht. Es wäre jedoch völlig paradox, wenn das gleiche Gewicht bei gleicher (relativer) Verformung nun plötzlich die dreifache Energie erzeugen würde. Logischerweise leistet das zusätzliche Gewicht die gleiche Arbeit  $E(m \cdot g)$ , um die Verformung  $z_{\text{stat}}$  zu bewirken, unabhängig davon, ob die Feder vorbelastet ist oder nicht. Die fehlenden  $2 \cdot E(m \cdot g)$  resultieren daraus, dass das bereits vorhandene Gewicht noch einmal um  $z_{\text{stat}}$  verschoben wird – dies erledigt die Schwerkraft sozusagen automatisch.

Bild 133 verdeutlicht, dass die Schwerkraftwirkung geradezu eine dramatische Wirkung auf den Duktilitätsbedarf zur Dissipation der zugeführten kinetischen Energie hat. Da sich der schwingende Brückenträger im Gravitationsfeld befindet, muss der Widerstand des Trägers immer auch im Gleichgewicht mit der Last (Eigenlast + Nutzlast) stehen. Dadurch reduziert sich die Dissipationskapazität auf jene Fläche unter der Arbeitslinie, welche über der Gleichgewichtslage im Ruhezustand liegt. Wenn sich die Gleichgewichtslage knapp unter der Fließkraft der Arbeitslinie eines ideal elastisch-plastischen Materials befindet (Bild 133 links), und dem System zusätzlich kinetische Energie  $E_{\text{in}}$  zugeführt wird, dann sind beträchtliche Verformungen notwendig, um diese Energie zu

dissipieren. Bild 133 verdeutlicht, dass die maximale Verschiebung  $\Delta_{max}$  ein Vielfaches jenes Wertes betragen kann, der bei der Zufuhr der gleichen Menge Energie in ein System resultiert, welches nicht derart der Schwerkraftwirkung unterworfen ist (Bild 133 rechts).

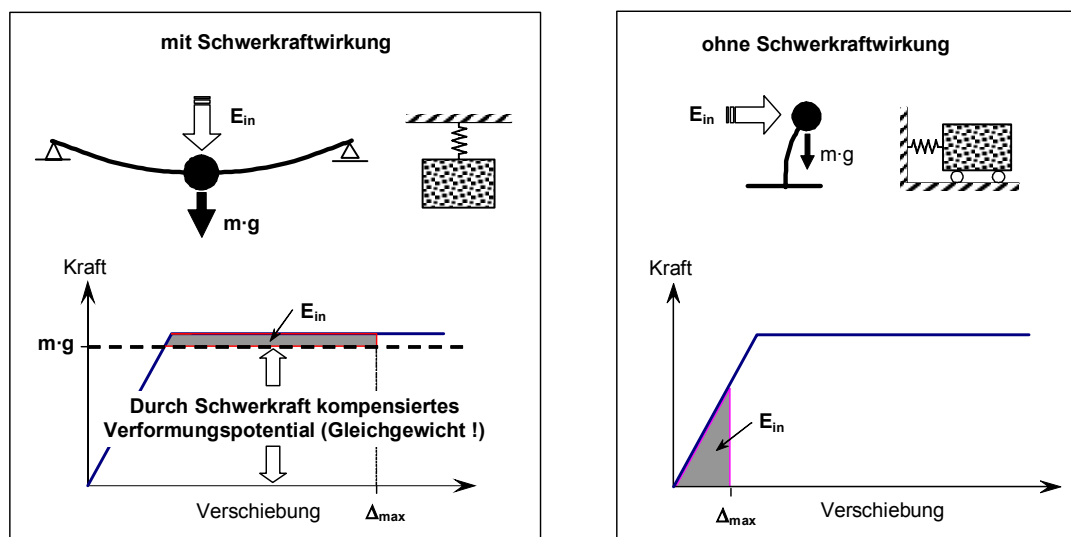


Bild 133: Vergrößerung des Duktilitätsbedarfs infolge der Schwerkraftwirkung

Aufgrund der Schwerkraftwirkung können die aus dem Erdbebeningenieurwesen vertrauten Nachweiskonzepte im Fall der dynamischen Vergrößerung durch Verkehrslasten nicht direkt übernommen werden. Es wird notwendig, den Verlauf der Arbeitslinie genauer zu untersuchen, um festzustellen, unter welchen Voraussetzungen zugeführte Energie dissipiert werden kann.

### 5.4 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Bevor das Verhalten einer Brücke unter dynamischen Verkehrslasten analysiert werden kann, muss auf die Frage eingegangen werden, wie sich ein Tragelement generell unter dynamischer Beanspruchung verhält. Es wurde bereits die Notwendigkeit betont, dass die Arbeitslinie für den massgeblichen Bruchmechanismus bekannt sein muss, jedoch ohne näher darauf einzugehen, wie man diese Arbeitslinie erhält. Von speziellem Interesse ist dabei der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit. Es stellt sich die Frage, ob es infolge fahrender Fahrzeuge zu Belastungsgeschwindigkeiten kommt, welche einen Einfluss auf den Widerstand des Tragwerks haben. Ein Rückschluss von Belastungsgeschwindigkeiten auf effektiv im Tragwerk auftretende Dehnungsgeschwindigkeiten ist nicht offensichtlich, daher wird primär versucht die Grössenordnungen zu erfassen.

#### 5.4.1 Belastungsgeschwindigkeiten infolge fahrender Fahrzeuge

Im Hinblick auf den Tragsicherheitsnachweis ist grundsätzlich zu unterscheiden zwischen

- der dynamischen Belastung von Längsträgern, bei denen die Belastungsgeschwindigkeit durch die angeregten Eigenfrequenzen bestimmt wird, und
- der dynamischen Belastung von Fahrbahnplatten, bei denen die maximalen Frequenzen im Radkraftspektrum ausschlaggebend sind, während das Verhalten der Platte von untergeordneter Bedeutung ist.

Hohe Geschwindigkeiten ergeben sich nur bei der Anregung durch Fahrbahnunebenheiten, während die Fliehkraft infolge Kurvenfahrt langsam variiert. Wären Rad und Federung unendlich steif, dann ergäbe die Fahrt über einen Absatz im Fahrbahnbelag offensichtlich eine unendlich hohe Belastungsgeschwindigkeit. Da jedoch Rad und Federung flexibel sind, wird die höchste Belastungsgeschwindigkeit nicht durch Fahrbahnunebenheiten und Geschwindigkeit, sondern durch die Übertragungsfunktion des Fahrzeugs bestimmt.

Bild 134 links zeigt das Frequenzspektrum der Radkräfte, die bei der Fahrt eines Lastwagens über eine „schlechte“ Asphaltstrasse gemessen wurden. Man sieht, dass gewöhnliche Nutzfahrzeuge höchstens Frequenzen bis zu 40 Hz übertragen können, bei Strassen mit mässigen bis geringen Unebenheiten beschränkt sich das Spektrum auf 20 Hz (Bild 71, Seite 55). Da sich Radkräfte schwingungsartig verändern, lässt sich die maximale Belastungsgeschwindigkeit einfach abschätzen: Unter der Annahme einer Amplitude von 2 mm und einer maximalen Frequenz von 40 Hz resultiert eine maximale Belastungsgeschwindigkeit von ca. 1 m/s (Bild 134 rechts). Für Längsschwingungen von Brückenträgern ergibt sich analog für eine Grundfrequenz von 3 Hz und eine Amplitude von 0.5 mm eine maximale Geschwindigkeit von 0.01 m/s.

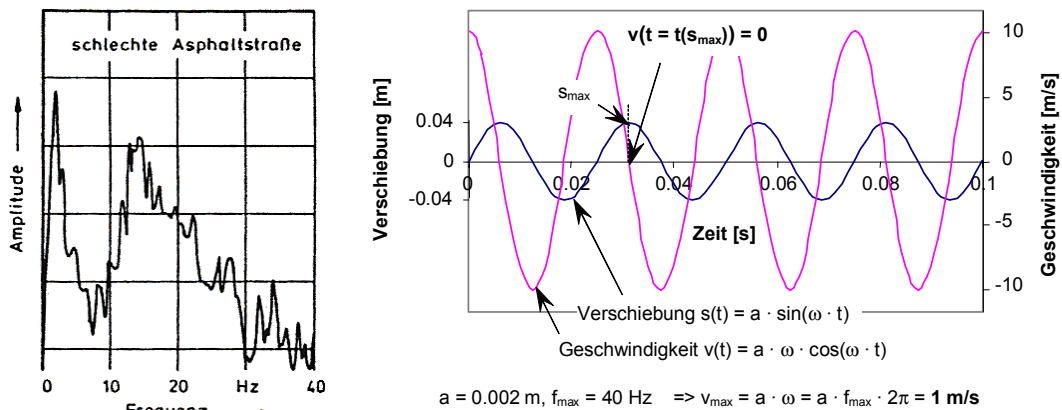


Bild 134: Maximale Belastungsgeschwindigkeit durch dynamische Radkräfte

Bild 134 rechts veranschaulicht noch einen sehr wesentlichen Zusammenhang: Im Fall von Schwingungen ist die **Geschwindigkeit bei maximaler Auslenkung gerade Null**. Wenn die Beanspruchung im Tragelement aus einer Vergrösserung der Eigenschwingungen resultiert, dann treten die grössten Spannungen jedoch gerade bei maximaler Auslenkung auf.

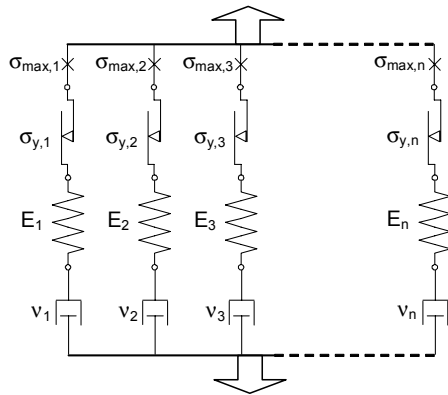
Um von der Belastung auf die Beanspruchung der Werkstoffe schliessen zu können, muss ein Bruchmechanismus angenommen werden:

- Bei schneller Fahrt über spezielle, diskontinuierliche Fahrbahnebenheiten wirkt die Spitze der dynamisch vergrösserten Achskraft wie ein Hammer auf die Fahrbahn. Entsprechend muss im Extremfall von einem Durchstanzen der Fahrbahnplatte unter einer einzelnen Radkraft ausgegangen werden.
- Je nach Lastkonfiguration kann bei Fahrbahnplatten jedoch auch ein Biegemechanismus massgeblich werden. Entscheidend sind die Geometrie der Achsgruppe und die Spannweite der Fahrbahnplatte. Im Fall eines Biegebruchs ist die Frequenz der dem Bruchmechanismus gleichenden Eigenschwingungsform massgeblich. Typische Eigenfrequenzen von Fahrbahnplatten bewegen sich im Bereich von 10 bis 15 Hz [Broquet 1999].
- Längsträger spüren aufgrund deren Trägheit wenig von Stössen bzw. Spitzen im Radkraftverlauf. Die maximale Belastungsgeschwindigkeit ist in diesem Fall durch die höchste, nennenswert angeregte Eigenschwingungsform begrenzt, deren Eigenfrequenz selten höher als 5 bis 10 Hz ist.

#### 5.4.2 Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf den Tragwerkswiderstand

Auf der anderen Seite ist zu untersuchen, welchen Einfluss die Dehngeschwindigkeit auf die Materialfestigkeit hat. Zur Erläuterung des visko-elastischen Materialverhaltens bei hoher Dehngeschwindigkeit eignet sich das rheologische Modell in Bild 135 gemäss [Müller et al. 1983]. Es verdeutlicht, dass sich ein Material nicht nur durch seine Steifigkeit und Bruchfestigkeit, sondern auch durch seine Viskosität und ein mehr oder weniger ausgeprägtes Fliesen auszeichnet. Dabei ist es sehr wichtig, sich vor Augen zu halten, dass auch bei einem sehr homogenen Bewehrungsstab oder

Stahlprofil grundsätzlich mehrere „Fasern“ parallel wirken. Jede dieser „Fasern“ hat ein – wenn auch nur ganz geringfügig – verschiedenes Verhalten, wobei in diesem Zusammenhang vor allem die Unterschiede in der Viskosität relevant sind.



**Rheologisches Modell**  
 Dehnungs- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten führt dazu, dass bei geringer Belastungsgeschwindigkeit die „Fasern“ nacheinander reißen, während es bei hohen Geschwindigkeiten zu einer Versteifung kommt und alle Fasern gleichzeitig gebrochen werden müssen.

Bild 135: Rheologisches Modell zur Veranschaulichung des visko-elastischen Materialverhaltens [Müller et al. 1983]

Würde man das Material mit unendlich hoher Dehngeschwindigkeit „belasten“, dann hätte die Viskosität keinen Einfluss auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Bei geringer Dehngeschwindigkeit haben die Fasern jedoch Zeit, sich entsprechend ihres geschwindigkeitsabhängigen Verhaltens zu verformen, und nicht alle erreichen gleichzeitig ihre Höchstlast, sondern brechen nacheinander. Dadurch wird die erreichbare Höchstlast kleiner, die zugehörige Dehnung grösser, und die Spannungs-Dehnungs-Linie verläuft im absteigenden Ast flacher.

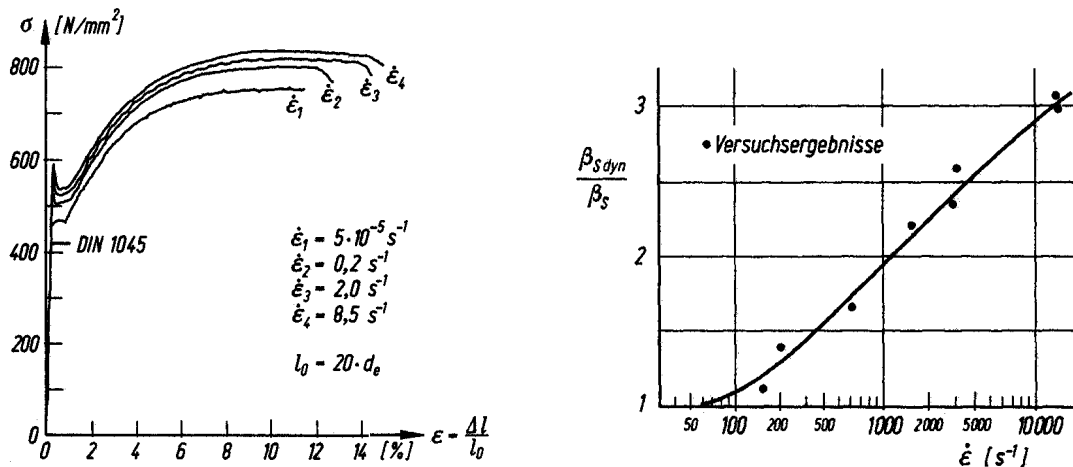


Bild 136: Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten von Stahl, gemäss [Müller et al. 1983] ( $\beta_S$ : Streckgrenze = Fließgrenze  $f_y$ ) (nur für Stähle mit niedriger Festigkeit)

Bei Stahl wirkt sich eine hohe Dehngeschwindigkeit im Wesentlichen durch eine Vergrößerung von Fließgrenze, Bruchfestigkeit und Bruchdehnung aus, während der elastische Bereich praktisch geschwindigkeitsunabhängig ist (siehe Bild 136). Ein starkes Ansteigen der Werte ergibt sich gemäss [Müller et al. 1983] ab Dehngeschwindigkeiten von  $100 \text{ s}^{-1}$ , während die maximalen Dehngeschwindigkeiten sogar bei aussergewöhnlichen Stosslasten infolge Flugzeugabsturz oder Explosion nicht über  $2\text{-}3 \text{ s}^{-1}$  liegen. In Versuchen wurde zudem festgestellt, dass der Einfluss der Dehngeschwindigkeit mit zunehmender Stahlgüte stark abnimmt und bei hochfesten Stählen praktisch vollständig verschwindet. Dies lässt sich auf grössere Homogenität bzw. die geringere Zahl von Fehlstellen bei hochqualitativen Werkstoffen zurückführen.

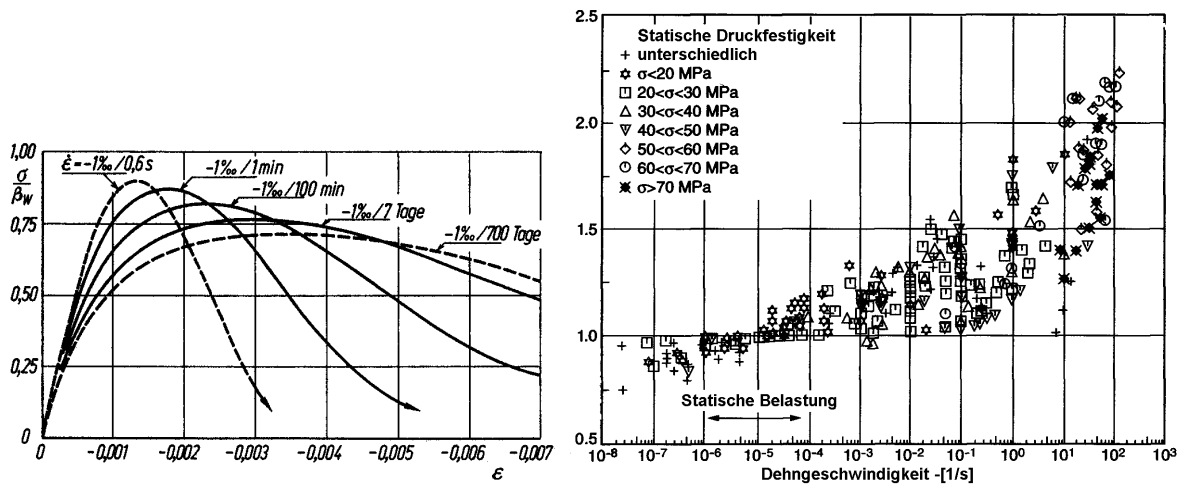


Bild 137: Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten von Beton unter Druckbeanspruchung; links aus [Müller et al. 1983], rechts aus [Neville 1996]

Im Gegensatz zu Stahl weist Beton sowohl im elastischen als auch im plastischen Bereich ein geschwindigkeitsabhängiges Verhalten auf (siehe Bild 137). Eine Vergrößerung der Dehngeschwindigkeit führt zu einem Anheben von Steifigkeit und Festigkeit, während die Verformbarkeit abnimmt. Wie beim Stahl nimmt der Einfluss mit zunehmender Betonfestigkeit ab. Im Übrigen sind die Versuchsergebnisse für Beton uneinheitlicher als bei Stahl, da Betonrezeptur, Art der Zuschlagstoffe und Lagerungsbedingungen einen starken Einfluss haben. Das Diagramm in Bild 137 rechts gibt einen guten Überblick über dokumentierte Versuchsergebnisse für den Vergrößerungsfaktor der „statisch“ ermittelten Druckfestigkeiten. Für Dehngeschwindigkeiten im Bereich von  $1\text{ s}^{-1}$  bewegt sich dieser demgemäß zwischen 1.2 und 1.8.

Vergleicht man nun die geschätzten, maximalen Belastungsgeschwindigkeiten mit dem Einfluss der Dehngeschwindigkeit gemäss [Müller et al. 1983], so lässt sich feststellen:

- Im Fall von Längsträgern ist die Belastungsgeschwindigkeit praktisch vernachlässigbar, da die maximal auftretenden Werte in der Größenordnung von  $0.01\text{ m/s}$  nur einen sehr geringen Einfluss auf das Verformungsverhalten von Stahl haben. Zudem ist die Geschwindigkeit bei Schwingungen zum Zeitpunkt der maximalen Beanspruchung gerade Null. Folglich können die in statischen Bruchversuchen ermittelten Arbeitslinien ohne Einschränkung herangezogen werden.
- Im Fall von Schubversagen bei Fahrbahnplatten ist einerseits mit relativ hohen Belastungsgeschwindigkeiten und andererseits mit einem starken Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten des Betons zu rechnen, dessen Festigkeit in diesem Fall ausschlaggebend für die Bruchsicherheit ist. Dementsprechend kann mit einer Vergrößerung der Festigkeit gerechnet werden, die ohne nähere Informationen zu 20 % angenommen werden kann.

## 5.5 Kraft-Verschiebungs-Verläufe („Arbeitslinien“)

In den Modellrechnungen zu den einzelnen Szenarien werden vereinfachte Arbeitslinien verwendet, deren Herleitung einer Erläuterung bedarf. Die Analyse wird beschränkt auf das Szenario des Biegebuchs, für andere Szenarien lassen sich vergleichbare Überlegungen anstellen. Bild 138 zeigt das Beispiel eines einfachen Balkens, bei dem sich ein Biegemechanismus einstellt. Dies führt gewöhnlich dazu, dass sich die Deformation in einem plastischen Gelenk an der Stelle der grössten Beanspruchung konzentriert (Bild 138 links).

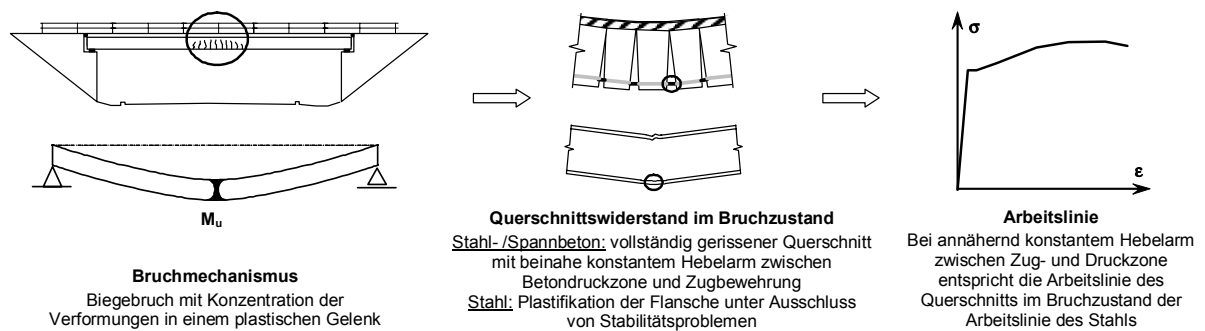


Bild 138: Vereinfachtes Modell für das Biegebruchverhalten einer Balkenbrücke

Der Bruchzustand eines duktil bemessenen Tragelements ist erreicht, wenn bei Stahl- / Spannbetonquerschnitten die Hauptbewehrung vollständig ins Fließen kommt bzw. bei Stahl- / Verbundträgern der Zugflansch zur Gänze die Fließgrenze erreicht (Bild 138 Mitte). Nicht duktile Querschnitte, wie auf Schub versagende Fahrbahnplatten, überbemessene Stahl- / Spannbetonquerschnitte oder Stahlquerschnitte mit Stabilitätsproblemen, werden vorderhand von der Betrachtung ausgeschlossen. Unter der Voraussetzung einer genügenden Rotationskapazität wird ab dem Erreichen der Fließgrenze das Verformungsverhalten des Querschnitts vom Verhalten des Stahls in der Zugzone bestimmt, da sich der Hebelarm nicht mehr wesentlich verändert. Der für die nachfolgenden Berechnungen relevante Teil der Arbeitslinie kann somit praktisch mit der Arbeitslinie des Konstruktions- bzw. Bewehrungsstahls gleich gesetzt werden (Bild 138 rechts).

Um den Einfluss der Form der Arbeitslinie auf das Verhalten unter dynamischer Verkehrslast zu erfassen, wurden drei Kraft-Verschiebungs-Verläufe gewählt, welche sich im kritischen Bereich über der Fließgrenze deutlich unterscheiden. Die Arbeitslinien sind in Bild 139 dargestellt, und die entsprechenden Werkstoffe werden in der Folge mit S 500 a, S 500 b und S 500 id bezeichnet. Selbstverständlich wird mit diesen Arbeitslinien das Biegebruchverhalten von Brückenträgern nicht korrekt erfasst, da gerade bei grossen Trägern Stabilitätsprobleme oder die Bruchdehnung des Betons massgeblich werden. Auf den Einfluss des effektiven Bruchverhaltens von Balkenbrücken, im speziellen deren Rotationskapazität, wird in Abschnitt 5.10 noch näher eingegangen.

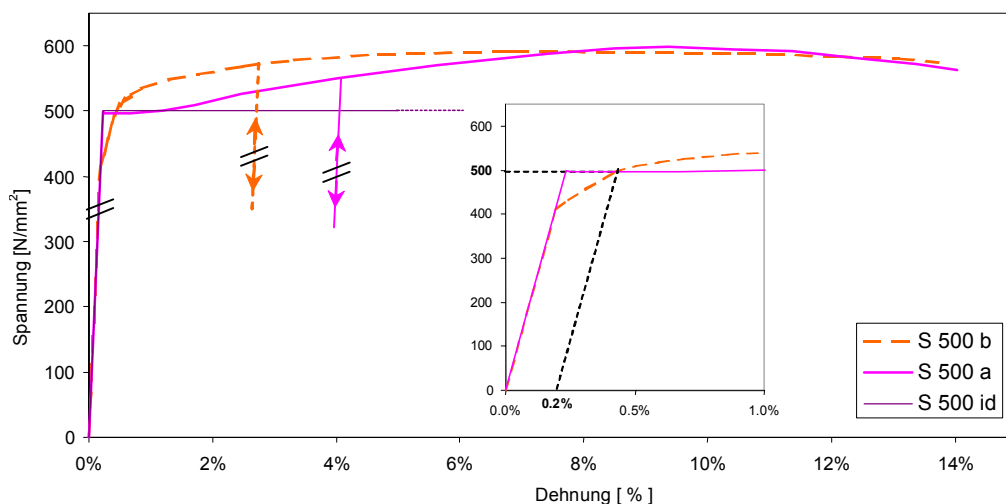


Bild 139: Gewählte Arbeitslinien zur Charakterisierung des Bruchverhaltens der Brücke

- Werkstoff S 500 a verkörpert einen naturharten Bewehrungsstahl, mit einem ausgeprägten Fließplateau bei 500 MPa. Der Werkstoff erträgt Verformungen von knapp 10 % bis zum

- Erreichen der Maximalspannung, welche mit deutlicher Dehnungsverfestigung einhergehen. Die maximale Festigkeit liegt mit ca. 600 MPa 20 % über der Fließgrenze.
- Werkstoff S 500 b repräsentiert einen kaltverformten Bewehrungsstahl, der bei Erreichen der Fließgrenze bereits eine plastische Verformung von 0.2 % aufweist. Er verfügt über kein Fließplateau, sondern ist bei Überschreiten der Fließgrenze von einer starken Dehnungsverfestigung gekennzeichnet. Maximale Festigkeit und Verformbarkeit sind vergleichbar mit den Werten für S 500 a.
  - Der mit S 500 id bezeichnete Werkstoff weist ein ideal elastisch-plastisches Verhalten mit einer Fließgrenze  $f_y = 500$  MPa auf, ohne dass anschliessend eine nennenswerte Dehnungsverfestigung eintritt. Der Elastizitätsmodul wird wie bei den anderen Werkstoffen auf  $E = 210$  GPa festgelegt, woraus eine Fließdehnung von  $\varepsilon_y = f_y / E = 0.00238$  resultiert. Aus den nachfolgend aufgezeigten Gründen kann für diese idealisierte Arbeitslinie keine Bruchdehnung angegeben werden.

Obschon die Arbeitslinien für S 500 a und S 500 b bis zum Bruch gezeigt sind, ist nur der Verlauf bis zur Maximalspannung relevant, da der restliche Verlauf einem starken Massstabeffekt unterliegt. Bild 140 zeigt links die schematische Darstellung eines Zugversuchs an einem metallischen Probekörper, mit speziellem Augenmerk auf die verschiedenen Phasen des Versuchs [Müller et al. 1983]: Während bis zum Erreichen der Höchstfestigkeit  $f_u$  die Dehnungen **gleichmässig verteilt** sind, beginnen sie sich ab diesem Punkt auf einen Abschnitt beschränkten Ausmasses zu konzentrieren, wodurch sich der Querschnitt in diesem Bereich einschnürt und schliesslich bricht. Dadurch wird der Verlauf der Arbeitslinie „oberhalb“ von  $f_u$  völlig abhängig von der Probengeometrie (Bild 140 rechts). Aus diesem Grund wurde in den dargestellten Berechnungen nur die Formänderungsarbeit bis zu jener Dehnung berücksichtigt, ab welcher die Spannungen deutlich abfallen.

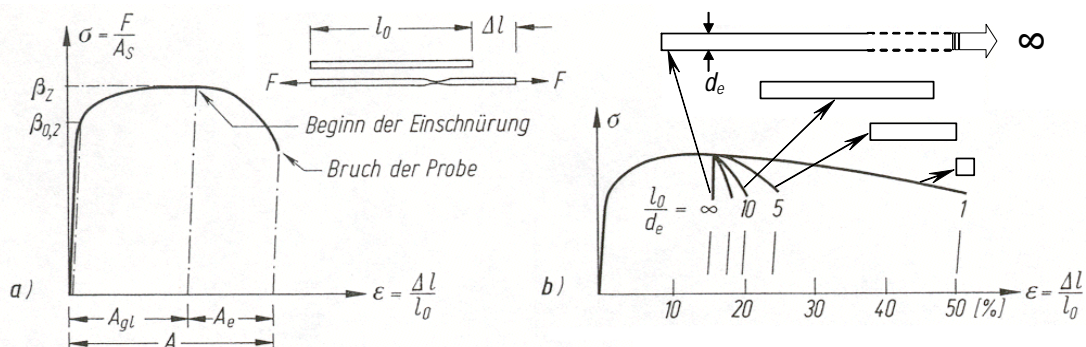


Bild 140: Einfluss des Messlängenverhältnisses auf das Arbeitsdiagramm [Müller et al. 1983]

Wenn ein Werkstoff gemäss S 500 id gar keine Dehnungsverfestigung aufweist, dann kommt es bei Erreichen der Höchstfestigkeit (Fließgrenze) ebenfalls zu einer Konzentration der Verformungen. Da die Festigkeit in Wirklichkeit von Punkt zu Punkt geringfügig variiert, steigen die Dehnungen im Punkt mit der geringsten Festigkeit bei Überschreiten der Fließgrenze ins Unendliche. Gemäss der Plastizitätstheorie kommt es daher bei ideal elastisch-plastischem Verhalten ohne Dehnungsverfestigung bei Erreichen der Fließgrenze zu einer Instabilität, und es kann keine Bruchdehnung angegeben werden [Muttoni 1990]. Bei den nachfolgend gezeigten Berechnungen für die Arbeitslinie S 500 id kann daher bei Überschreiten der Fließgrenze nur eine mittlere Dehnung angegeben werden, und theoretisch muss zumindest eine infinitesimal geringe Dehnungsverfestigung vorausgesetzt werden, damit die Dehnungen nicht ins Unendliche gehen.

## 5.6 Szenario „stossartige Anregung“

Die stärksten dynamischen Vergrößerungsfaktoren mit maximalen Werten zwischen 2 und 3 werden bei der Überfahrt von Lastwagen über spezielle Fahrbahnunebenheiten (Bild 130 rechts, Seite 107) gemessen. Aus diesem Grund und weil sich dieses Szenario mittels eines besonders einfachen



Modells beschreiben lässt, wird die „stossartige Anregung“ zuerst behandelt. Es wird gezeigt, wie sich das Szenario als Stossproblem formulieren und dynamisch analysieren lässt. Die Resultate gemäss dem einfachst-möglichen Modell werden schliesslich mit einem verfeinerten Modell verglichen, um den Einfluss der Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung abzuschätzen.

Als Voraussetzung für die Analyse des Stossproblems ist es notwendig, die dynamische Vergrösserung auf eine Weise zu beschreiben, welche unabhängig vom Materialverhalten ist. Sobald das Verhalten nichtlinear ist, kann die Beschreibung nicht mehr über die Verschiebung erfolgen, sondern nur über die zugeführte Anregungsenergie. Zur besseren Illustration zeigt Bild 141 den Zusammenhang in analytischer und grafischer Form. Als Modell dient der links dargestellte, lineare Einmassenschwinger, welcher eine Brücke symbolisiert, die durch ihr Eigengewicht und eine Verkehrslast beansprucht wird. Die Verkehrslast bewirkt zusätzlich zur Verschiebung  $z_{perm}$  infolge ständiger Lasten eine statische Auslenkung  $\Delta z_{stat,Fz}$  auf welche traditionellerweise die dynamische Vergrösserung bezogen wird. Um nun die Brücke samt Verkehrslast zusätzlich um den Betrag  $(\Phi - 1) \cdot \Delta z_{stat,Fz}$  auszulenken, ist die in Bild 141 mit  $E_{dyn}$  bezeichnete Energie erforderlich. Diese lässt sich einfach in Funktion der Verkehrslast bzw. der entsprechenden Verformungsarbeit ausdrücken:

$$E_{dyn} = (\Phi - 1)^2 \cdot E_{el,stat,Fz}$$

Dynamisch lässt sich ein Stoss modellieren, indem die gestossene Masse  $m$  mittels einer Anfangsgeschwindigkeit  $v_0$  in Bewegung gesetzt wird. Dadurch wird dem System die kinetische Energie  $E_{kin} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v_0^2$  zugeführt. Mittels des Energiegleichgewichts lässt sich bestimmen, welche Anfangsgeschwindigkeit notwendig ist, um die Masse maximal um den (relativen) Betrag  $(\Phi - 1) \cdot \Delta z_{stat,Fz}$  dynamisch auszulenken. Das Resultat für linear elastisches Verhalten ist in Bild 141 angegeben.

In Stossberechnungen wird als Anfangsbedingung bei Zeitschrittberechnungen angenommen, dass gerade zum Zeitpunkt des Stosses sowohl die anregende als auch die angeregte Masse genau die gleiche Geschwindigkeit haben [Wolf 1994]. Da es sich beim Fahrzeug nicht um eine starre Masse, sondern um einen elastischen Schwinger handelt, lässt sich dies im vorliegenden Fall nicht ohne weiteres annehmen. Vernachlässigt man jedoch das Verformungsverhalten des Fahrzeugs und berücksichtigt nur dessen Masse, so resultiert als Modell der in Bild 141 links dargestellte Einmassenschwinger mit den genannten Anfangsbedingungen.

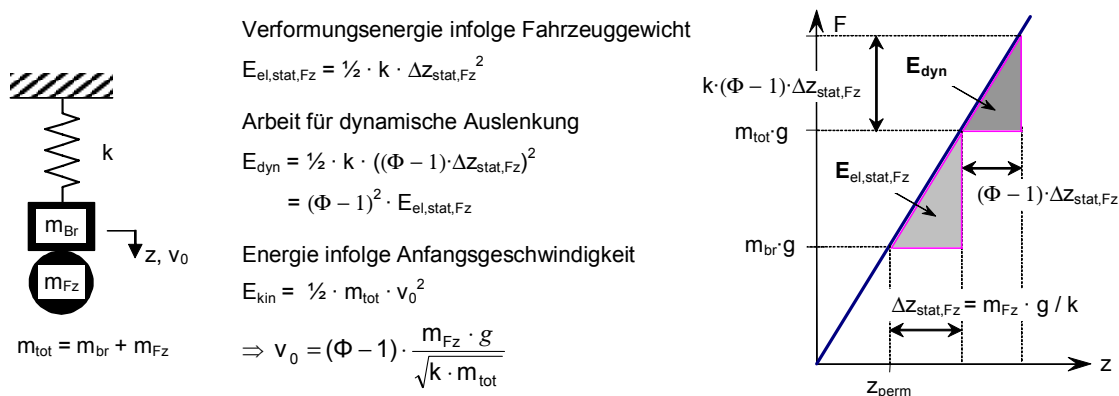


Bild 141: Zugeführte Energie  $E_{dyn}$  in Funktion des dynamischen Vergrösserungsfaktors  $\Phi$

Um einen besseren Bezug zu real anzutreffenden Verhältnissen herzustellen, werden für die Modellrechnungen möglichst wirklichkeitsnahe Parameter verwendet. Für eine etwa 20 m lange Brücke, wie sie in Bild 138 links skizziert ist, wird die wirksame Masse von Brücke und Verkehr zu jeweils 50 to angenommen, und die Eigenfrequenz der Brücke allein zu 4 Hz gesetzt. Es wird ausserdem angenommen, dass die Hauptbewehrung aus schlaffem Bewehrungsstahl besteht, dessen Verformungsverhalten sich durch die Arbeitslinien in Bild 139 beschreiben lässt. Bezüglich der berücksichtigten Lasten ist zu beachten, dass damit die tatsächlich im Bruchzustand auftretenden

Werte gemeint sind. In der Sprache der Normen würden sie als Bemessungswerte auf Bruchniveau bzw. in extremer Grösse bezeichnet.

Als erstes wird der Fall untersucht, in welchem die Bewehrung die Arbeitslinie des Werkstoffes S 500 id aufweist, welcher infolge Eigengewicht und Nutzlast in extremer Grösse gerade bis zu einer Spannung von  $\sigma_{\text{stat}} = 460 \text{ MPa}$  beansprucht wird ( $f_y = f_u = 500 \text{ MPa}$ ). Nun wird dem System soviel kinetische Energie zugeführt, dass die maximale dynamische Auslenkung im Fall von elastischem Materialverhalten gerade einen dynamischen Vergrößerungsfaktor von  $\Phi = 1.8$  ergäbe. Bild 142 zeigt die Verschiebungs- und Kraftverläufe sowohl für das ideal elastisch-plastische Verhalten des Werkstoffes S 500 id als auch zwecks Referenz für linear elastisches Verhalten.

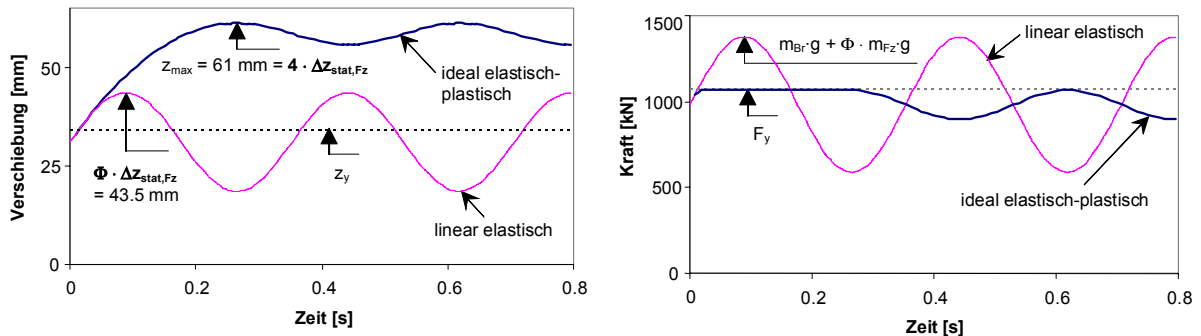


Bild 142: Verschiebungsverlauf (links) und Kraftverlauf (rechts) für linear elastisches und ideal elastisch-plastisches Materialverhalten

Der Kraftverlauf im Bild 142 rechts zeigt, dass die Bewehrung sehr schnell ins Fließen kommt, dieses jedoch nach ca. 0.3 s beendet ist. Anschliessend folgt eine schwingungsförmige Bewegung, die mit der vor dem Fließen gespeicherten, elastischen Formänderungsarbeit korreliert. Die maximale Kraft wird offensichtlich durch die Fließkraft der Bewehrung beschränkt, während sie bei linear elastischem Verhalten analog zu den Verschiebungen verläuft und den Maximalwert  $m_{Br} \cdot g + \Phi \cdot m_{Fz} \cdot g$  erreicht.

Während die Kraft beim elasto-plastischen Verhalten beschränkt bleibt, führen die plastischen Verformungen zu einem starken Anstieg der Verschiebungen. Im Vergleich zum elastischen Verhalten mit dem Vergrößerungsfaktor  $\Phi = 1.8$  beläuft sich der Maximalwert infolge der plastischen Verformungen nun auf  $\Phi = 4$ , das heisst die maximale Auslenkung beträgt 61 mm anstatt 43.5 mm. Um zu beurteilen, wie weit das Verformungsvermögen des Werkstoffes in diesem Fall beansprucht wurde, können die Dehnungen im Arbeitsdiagramm eingetragen werden (siehe Bild 143). Mit einer maximalen, mittleren Dehnung von ca. 0.43 % wird nicht ganz das Doppelte der Fließdehnung bzw. 12 % der Bruchdehnung erreicht (Bild 143 rechts).

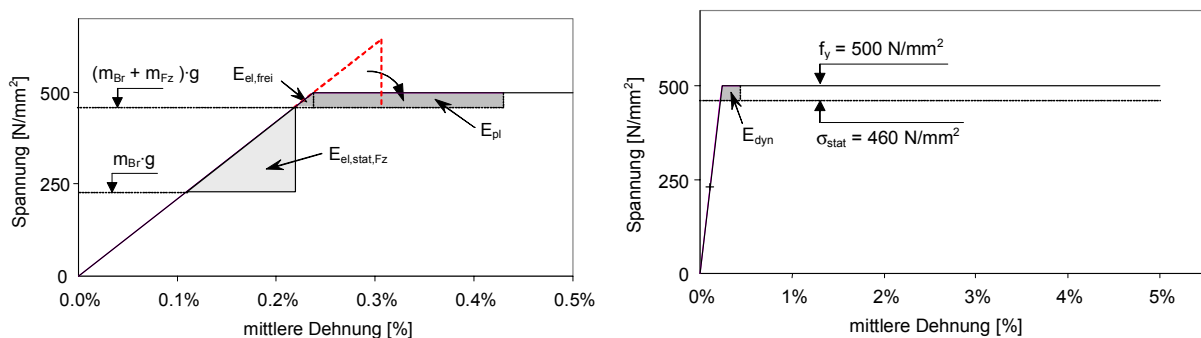


Bild 143: Arbeitslinie mit Illustration des Energiegleichgewichts; links Detail bis 0.5 %, rechts ganze Arbeitslinie mit beanspruchter Dissipationskapazität

Die Verschiebungs- und Kraftverläufe in Bild 142 beruhen auf Zeitschrittberechnungen. Bei diesen Berechnungen wird die Differentialgleichung, die das Modell beschreibt, im Zeitbereich numerisch integriert. Dies hat den Vorteil, dass man das Verhalten des Modells Schritt für Schritt mitverfolgen

kann. Um das Verhalten integral zu beschreiben, genügt in diesem einfachen Beispiel jedoch auch eine Handrechnung unter Verwendung des Energiegleichgewichts, wie sie in Tabelle 10 dargestellt wird. Es lässt sich einfach nachvollziehen, dass die wichtigsten Parameter in der Rechnung das Verhältnis zwischen Nutzlasten und Eigengewicht, die Höhe der Spannungen unter statischen Lasten  $\sigma_{stat} / f_y$  sowie die zugeführte kinetische Energie sind. Die initiale Steifigkeit bzw. die Grundfrequenz der unbelasteten Brücke hat keinen Einfluss. Dementsprechend ändert sich nichts am Endergebnis (beanspruchte Dissipationskapazität), wenn Brücken- und Fahrzeugmasse zu 25 to anstatt zu 50 to oder die Grundfrequenz zu 3 statt 4 Hz angenommen wird.

Parameter: $f_1 = 4 \text{ Hz}$ , $\Phi = 1.8$ , $m_{Br} = m_{Fz} = 50'000 \text{ kg}$ (wirksame Masse), $f_y = 500 \text{ MPa}$	
$k = (2 \cdot \pi \cdot f_1)^2 \cdot m_{Br} = 3.16 \cdot 10^7 \text{ N/m}$ , $z_{perm} = \Delta z_{stat,Fz} = m_{Br} \cdot g / k = 15.5 \text{ mm}$ , $\sigma_{stat} = 460 \text{ MPa}$	
Formänderungsarbeit infolge des Fahrzeuggewichts	$E_{el,stat,Fz} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \Delta z_{stat,Fz}^2 = 3'807 \text{ Nm}$
Zugeführte kinetische Energie:	$E_{dyn} = (\Phi - 1)^2 \cdot E_{el,stat,Fz} = 2'436 \text{ Nm}$
Anfangsgeschwindigkeit:	$v_0 = 0.22 \text{ m/s}$ (gemäss Bild 141)
Freies elastisches Formänderungspotential	$E_{el,frei} = \frac{1}{2} \cdot [(500/460 - 1) \cdot m_{tot} \cdot g]^2 / k = 115 \text{ Nm}$
Plastische Formänderungsarbeit:	$E_{pl} = E_{dyn} - E_{el,frei} = 2'321 \text{ Nm}$
Irreversible, plastische Verschiebung:	$\Delta z_{pl} = E_{pl} / [(500/460 - 1) \cdot m_{tot} \cdot g] = 27.2 \text{ mm}$
Maximale Verschiebung:	$z_{max} = (z_{perm} + \Delta z_{stat,Fz}) \cdot 500/460 + \Delta z_{pl} = 61 \text{ mm}$
Amplitude der verbleibenden Schwingung:	$a = (500/460 - 1) \cdot (z_{perm} + \Delta z_{stat,Fz}) = 2.7 \text{ mm}$

Tabelle 10: Berechnung des Einmassenschwingers unter stossartiger Anregung mit Hilfe des Energiegleichgewichts

Es ist offensichtlich, dass in dem gezeigten Beispiel die zugeführte kinetische Energie nur dissipiert werden kann, wenn die Spannungen infolge der statischen Last  $\sigma_{stat}$  einen genügenden Abstand von der Fließgrenze haben. Nähert sich das Verhältnis  $\sigma_{stat} / f_y$  dem Wert 1, so werden die plastischen Verformungen immer grösser, bis es bei Übersteigen der Bruchdehnung zum Bruch kommt. Dem Verlauf der Arbeitslinie nach dem Erreichen der Fließgrenze kommt somit eine entscheidende Bedeutung zu. Nachfolgend werden daher die Berechnungen für die Werkstoffe S 500 a und S 500 b wiederholt, mit dem entscheidenden Unterschied dass das Tragelement so bemessen wird, dass die Fließgrenze bereits infolge der statischen Lasten erreicht wird.

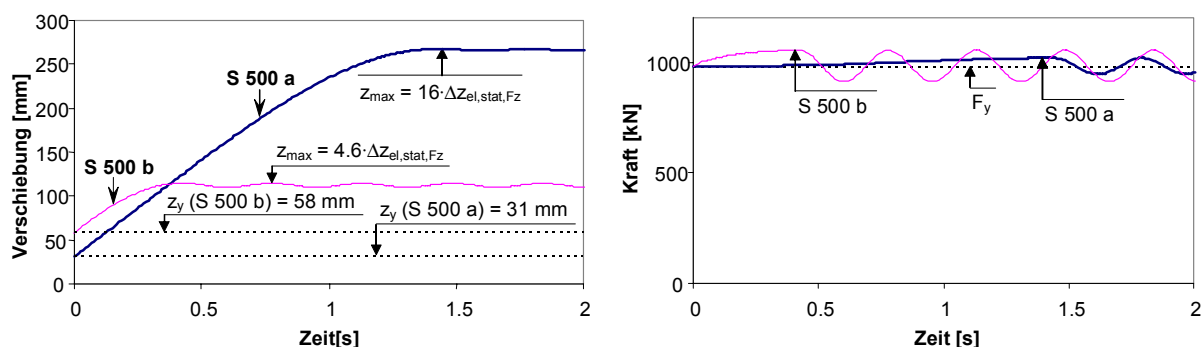


Bild 144: Verschiebungs- und Kraftverläufe für Modell mit Werkstoffen S 500 a und S 500 b

Die Resultate für die Verschiebungs- und Kraftverläufe sind in Bild 144 zusammengefasst. Man erkennt, dass sich die Unterschiede in der Arbeitslinie sehr deutlich niederschlagen. Das ausgeprägte Fließplateau des Werkstoffs S 500 a führt zu starken Verformungen, die fast über 1.5 s andauern, und zu einer maximalen Verschiebung von 268 mm führen, was dem 16-fachen der statischen Verschiebungen  $\Delta z_{el,stat,Fz}$  entspricht. Andererseits entspricht eine Durchbiegung von 0.268 m bei einer Spannweite von 20 m dem Verhältnis  $l / 75$ , was durchaus einen realistischen Wert für die Durchbiegungen eines Stahl-/ Spannbetonträgers in der Nähe des Bruchs darstellt. Im

Gegensatz dazu führt die starke Dehnungsverfestigung beim Werkstoff S 500 b dazu, dass die kinetische Energie sehr schnell absorbiert wird, sodass die Bewegung nach weniger als 0.5 s in eine Schwingung übergeht. Daher beträgt der Vergrößerungsfaktor für die maximale Auslenkung in diesem Fall nur 4.6. Die Amplitude der abschliessenden Schwingung ist grösser als für S 500 a, da es im Verlauf des Fließens zu einem stärkeren Spannungszuwachs kommt.

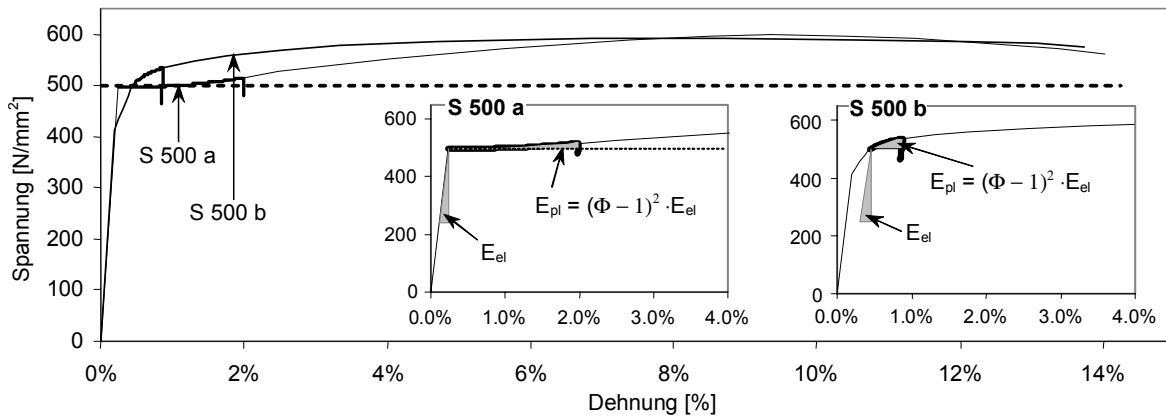


Bild 145: Verformungsverläufe der S 500 a / b Modelle im Arbeitsdiagramm

Die beanspruchte Dissipationskapazität wird in Bild 145 wieder anhand des Dehnungsverlaufs im Arbeitsdiagramm illustriert. Obwohl die verfügbare Formänderungsarbeit in diesem Beispiel durch das hohe Niveau der statischen Lasten bereits stark reduziert wird, entspricht die zugeführte kinetische Energie nur 1 bis 3 % dieses Potentials.

In dem bisher verwendeten Modell gemäss Bild 141 wird die Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung vernachlässigt. Um das dynamische Verhalten des Fahrzeugs bzw. der Fahrzeuge einzubeziehen, wird wie im Abschnitt zur Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau ein Zweimassenschwinger verwendet, wie er in Bild 146 dargestellt ist. Die im Modell enthaltenen Parameter sind rechts aufgelistet. Für das „Fahrzeug“ wird linear-elastisches Verhalten und lineare, viskose Dämpfung angenommen. Da im Bruchzustand davon ausgegangen wird, dass die Brücke mehr oder weniger über die ganze Länge durch Fahrzeuge belastet ist, wird von einer wirksamen Fahrzeugmasse ausgegangen. Die „Brücke“ ist ebenfalls durch deren wirksame Masse sowie durch deren Kraft-Verschiebungs-Verhalten gekennzeichnet. In den Berechnungen wird die viskose Dämpfung der „Brücke“ vernachlässigt, da sie im Vergleich zur „Dämpfung“ infolge der plastischen Verformungen bedeutungslos ist. Die mathematische Beschreibung des Systems findet sich in Bild 87 oben.

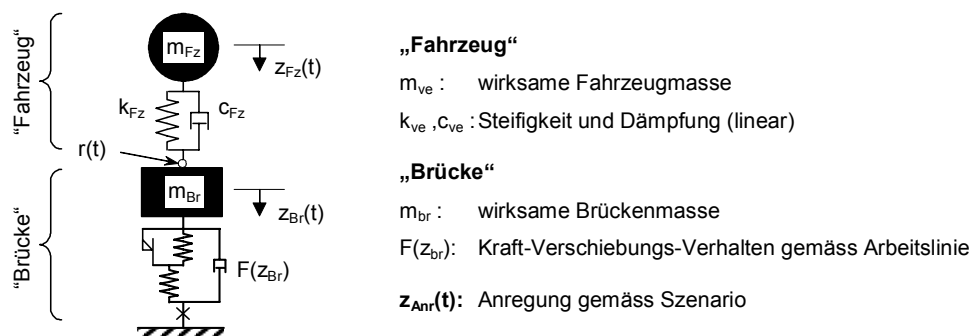


Bild 146: Modell zur Berücksichtigung der Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung bei der Belastung auf Bruchniveau

Die für die nachfolgenden Berechnungen verwendeten Parameter sind in Tabelle 11 zusammengestellt. Zwecks Vergleichbarkeit der Resultate wurden die Parameter aus Tabelle 10 so weit wie möglich übernommen. Als neue Parameter tauchen nur Steifigkeit und Dämpfung des Fahrzeugs auf. Wie bereits gezeigt wurde, steigt die Beanspruchung der Brücke mit zunehmender Steifigkeit

des Fahrzeugs. Daher wurde für die Fahrzeug-Grundfrequenz  $f_{Fz}$  der obere Grenzwert als wahrscheinlicher Werte für Aufbauschwingungen genommen:  $f_{Fz} = 4 \text{ Hz}$  gemäss [OECD 1992]. Die Fahrzeug-Dämpfung wird wiederum zu 10 % angenommen.

„Brücke“:	$m_{Br} = 50'000 \text{ kg}$	wirksame Brückenmasse
	$f_{Br} = 4 \text{ Hz}$	Grundfrequenz der unbelasteten Brücke im elastischen Bereich
„Fahrzeug“:	$m_{Fz} = 50'000 \text{ kg}$	wirksame Fahrzeugmasse
	$f_{Fz} = 4 \text{ Hz}$	Fahrzeug-Grundfrequenz (ohne Wechselwirkung)
	$\zeta_{Fz} = 10 \%$	Fahrzeug-Dämpfungsrate

Tabelle 11: Verwendete Parameter für die Analyse des Verhaltens unter Berücksichtigung der Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung auf Bruchniveau

Als Referenz für die Berechnungen mit nichtlinearem Materialverhalten wird zuerst das Modell gemäss Bild 146 für linear elastisches Materialverhalten gezeigt (Bild 147). Man erkennt deutlich, dass das System Brücke-Fahrzeug auf den Stoss praktisch ausschliesslich mit einer Schwingung in der Grundfrequenz reagiert, für welche die zwei Massen in Phase schwingen. Der markante Unterschied zum Einmassen-Modell ist, dass die Fahrzeug-Dämpfung sich nun bemerkbar macht. Sie wirkt sich sehr stark auf den maximalen Vergrösserungsfaktor der Verschiebungen aus, welcher nun 1.64 anstatt  $\Phi = 1.8$  beträgt. Im Übrigen ist der Einfluss bei der angeregten Eigenschwingungsform relativ gering. Beim gezeigten Verschiebungsverlauf für das „Fahrzeug“ handelt es sich dabei nicht wie bei den anderen Verläufen um den absoluten Wert, sondern um die um die statische Auslenkung verschobene Differenz  $z_{Fz}(t) - z_{Br}(t)$ .

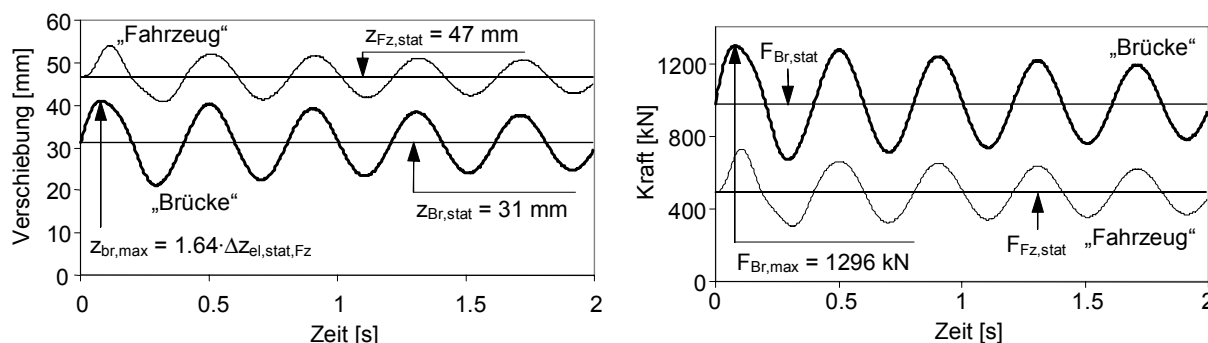


Bild 147: Szenario „stossartige Anregung“ unter vereinfachter Berücksichtigung der Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung für ideal elastisches Materialverhalten; links: Verschiebungsverläufe, rechts: Kraftverläufe

Anhand des Beispiels lässt sich noch einmal sehr gut zeigen, welchen Einfluss die Steifigkeit des „Fahrzeugs“ auf das Verhalten der „Brücke“ hat. Bild 148 zeigt links die Resultate für ein „Fahrzeug“ mit weicher Federung, und rechts für eines mit extrem steifer Federung.

Beim „Fahrzeug“ mit weicher Aufhängung werden Impulse wesentlich stärker abgefedert, was mit starken Verschiebungen verbunden ist. Der maximale Vergrösserungsfaktor reduziert sich dadurch von 1.64 ( $f_{Fz} = 4 \text{ Hz}$ ) auf 1.59 ( $f_{Fz} = 2 \text{ Hz}$ ). Fahrzeuge mit einer sehr steifen Federung verhalten sich demgegenüber viel aggressiver, und der Vergrösserungsfaktor nähert sich mit 1.77 bereits stark dem Grenzwert 1.8. Die Aggressivität steifer Fahrzeuge ist daher nicht nur auf Gebrauchsniveau, sondern auch auf Bruchniveau von Relevanz, da es in jedem Fall zu einer verstärkten Anregung infolge von Fahrbahnunebenheiten kommt.

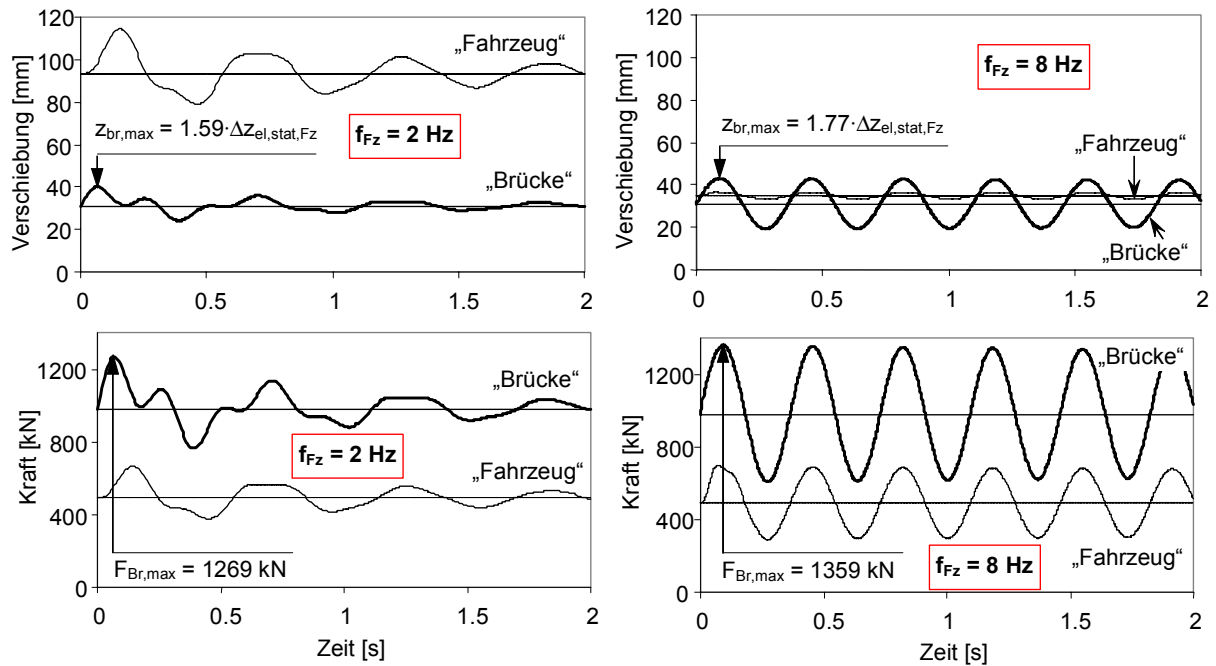


Bild 148: Szenario „stossartige Anregung“ mit Wechselwirkung für ideal elastisches Materialverhalten; links: „weiches Fahrzeug“ ( $f_{Fz} = 2 \text{ Hz}$ ), rechts: „steifes Fahrzeug“ ( $f_{Fz} = 8 \text{ Hz}$ )

Bild 149 zeigt was passiert, wenn sich die „Brücke“ nicht elastisch, sondern entsprechend den Arbeitslinien für die Werkstoffe S 500 a und S 500 b verhält. Wie beim Einmassenmodell ist die „Brücke“ wiederum so bemessen, dass die Fließgrenze aufgrund der statischen Lasten erreicht wird, d.h. jegliche dynamische Belastung führt zu plastischen Verformungen. Links dargestellt sind die Verschiebungen von „Fahrzeug“ und Brücke“, wobei für das „Fahrzeug“ wiederum die Relativverschiebungen, verschoben um die statische Auslenkung gezeigt sind. Da die „Brücke“ irreversible Verschiebungen erleidet, verändert sich die statische Auslenkung in deren Verlauf.

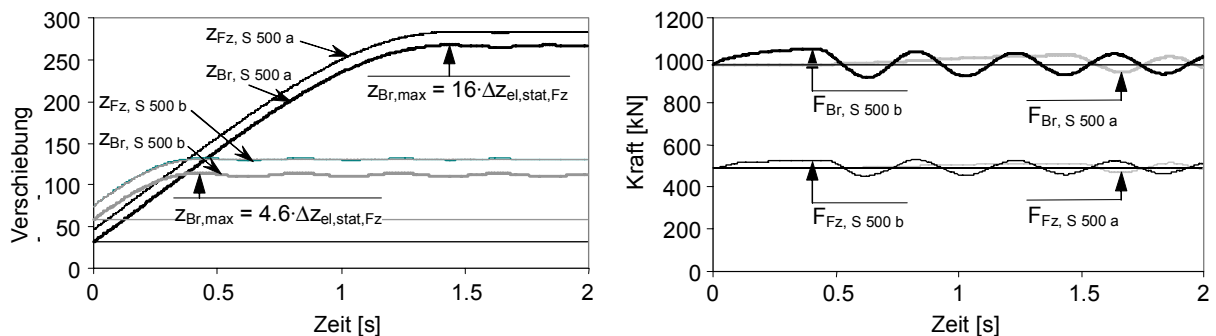


Bild 149: Szenario „stossartige Anregung“ mit Wechselwirkung für Modelle S 500 a und b; links: Verschiebungsverläufe, rechts: Kraftverläufe

Um den Einfluss der Wechselwirkung zu beurteilen, wird Bild 149 mit Bild 144 verglichen. Als wichtigstes Resultat dieses Vergleichs lässt sich feststellen, dass sich am Verhalten der „Brücke“ praktisch nicht ändert. Die maximale Verschiebung bleibt beim Modell S 500 a genau gleich bei  $268 \text{ mm} = 16 \cdot \Delta Z_{el,stat,Fz}$  und beim Modell S 500 b ebenso bei  $114 \text{ mm} = 4.6 \cdot \Delta Z_{el,stat,Fz}$ . Im Vergleich zum linear elastischen Referenzbeispiel sind die „Fahrzeug“-Bewegungen stark reduziert und dementsprechend auch die Kräfte in den Aufhängungen.

Daraus lässt sich schliessen, dass **im Fall der „stossartigen Anregung“ die Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung eine untergeordnete Bedeutung** hat. Von viel grösserer Bedeutung sind das Verhältnis zwischen wirksamer Fahrzeug- und Brückenmasse und die Menge der zugeführten kine-

tischen Energie. Die Untersuchung des linear elastischen Falls zeigt darüber hinaus, dass die **Steifigkeit des Fahrzeugs massgeblich dafür ist, wie stark die Stossbelastung infolge der Überfahrt über spezielle Fahrbahnunebenheiten ausfällt.**

### 5.7 Szenario resonanzähnliche Anregung

Im vorangegangenen Abschnitt wurde gezeigt, dass die Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung für das Szenario "stossartige Anregung" keine Bedeutung hat. Im Fall der „resonanzähnlichen Anregung“ erhält das Fahrzeug eine wesentlich grössere Bedeutung, da es im Fall der wiederholten Anregung zu stärkerer Wechselwirkung kommt. Es wäre zwar möglich, für die Analyse des Systems wiederum das Modell des Einmassenschwingers heranzuziehen und den Einfluss des Fahrzeugs durch eine harmonisch veränderliche Kraft einzubeziehen, aber dadurch würde ein wesentliches Element des Problems verloren gehen, wie nachfolgend gezeigt wird.

Für die nachfolgend dargestellten Resultate wurde wieder das in Bild 146 und Tabelle 11 beschriebene Modell herangezogen. Als neues Element wurde das Fahrbahnprofil so gewählt, dass es bei der kritischen Fahrgeschwindigkeit zu resonanzartiger Anregung kommt. Da die Grundfrequenz des Systems ca. 2.5 Hz beträgt, tritt dieser Fall beispielsweise bei einer Wellenlänge von  $\pi$  m und 28 km/h oder bei einer Wellenlänge von 8 m und 72 km/h ein. Offensichtlich sind die Fälle mit kurzer Wellenlänge kritischer, da es im Verlauf der Fahrt des Fahrzeugs über die Brücke zu einer grösseren Zahl von Schwingungszyklen kommt. Die Höhe der Wellen wurde so gewählt, dass sich für linear elastisches Materialverhalten im stationären Bereich ein dynamischer Vergrösserungsfaktor  $\Phi = 1.8$  ergab. Aufgrund der sehr steifen Federung des Fahrzeugs genügt dafür eine Amplitude von 1.2 mm, d.h. eine maximale Höhendifferenz von 2.4 mm.

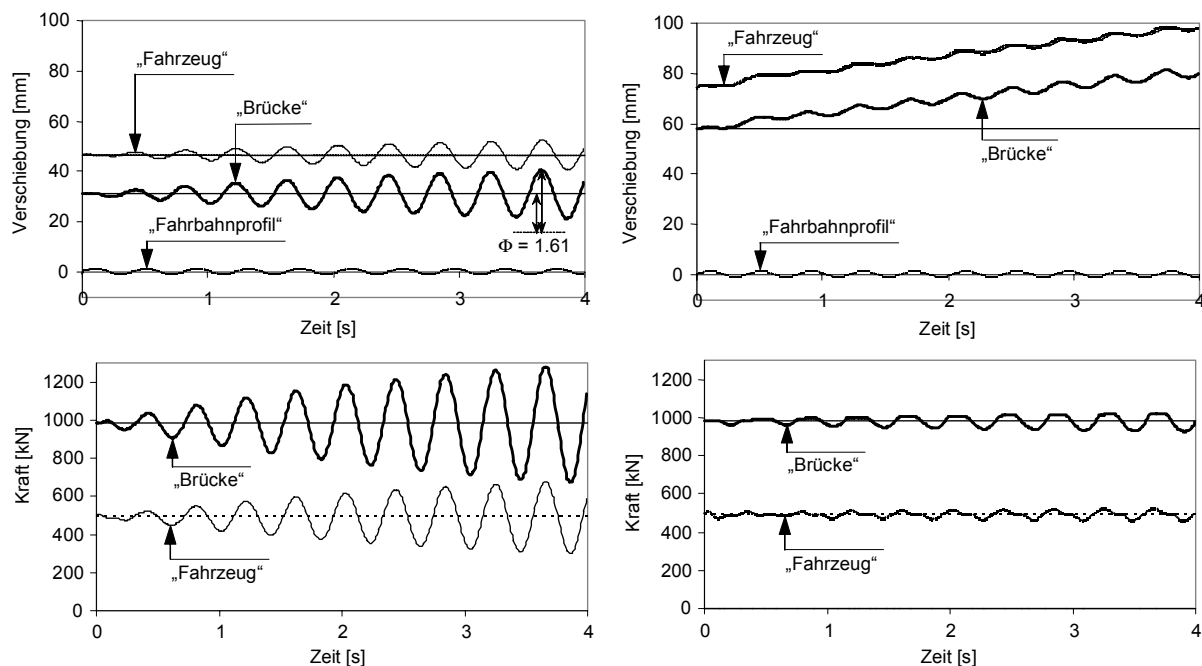


Bild 150: Verschiebungs- und Kraftverläufe für das Szenario „resonanzähnliche Anregung“; links: Referenzfall mit linear elastischem Materialverhalten, rechts: Modell mit Werkstoff S 500 b

Bild 150 zeigt den direkten Vergleich der Ergebnisse für linear-elastisches Materialverhalten (links) und für das Modell mit der Arbeitslinie S 500 b (rechts). Der Ausschnitt der Verläufe wird auf die ersten 4 Sekunden beschränkt, was bei einer Fahrgeschwindigkeit von 20 km/h einem Fahrweg von ca. 22 m entspricht. Am Kraftverlauf der „Brücke“ (links unten) erkennt man deutlich, dass sich das linear elastische System in dieser Zeitspanne voll in der transienten Phase befindet. Da die Anfangsbedingungen dem Ruhezustand entsprechen, beträgt der dynamische Vergrösserungsfaktor nach Ablauf der dargestellten 10 Schwingungszyklen erst ca. 1.6. „Fahrzeug“ und „Brücke“ schwin-

gen in Phase, und die Maximalkraft der „Brücke“ übersteigt bereits nach 7 Perioden den Wert von 1'200 kN.

Völlig verschieden sieht die Antwort für das Modell mit Werkstoff S 500 b aus. Sowohl in den Verschiebungs- als auch in den Kraftverläufen sind die Variationen wesentlich weniger ausgeprägt und nehmen auch nur geringfügig zu. Das Verhalten lässt sich am besten damit umschreiben, dass die **plastischen Verformungen der „Brücke“ eine sehr wirksame Dämpfung der Bewegungen zur Folge** haben. Der Preis dafür ist die irreversible Verschiebung der Brücke, welche in diesem Beispiel kontinuierlich zunimmt, sodass die maximale Verformung nach ca. 4 s schliesslich  $z_{Br,max} = 84 \text{ mm} = 2.6 \cdot \Delta z_{el,stat,Fz}$  beträgt. Würde man die Simulation auf 8 Sekunden ausdehnen, wodurch für linear-elastisches Verhalten  $\Phi = 1.8$  erreicht wird, dann betrüge der Wert  $z_{Br,max} = 104 \text{ mm} = 3.9 \cdot \Delta z_{el,stat,Fz}$ . Somit liegt der „Dissipationsbedarf“ für dieses Szenario deutlich unter jenem für das Szenario „stossartige Anregung“. Nach 4 s sind beim Werkstoff S 500 b gerade einmal 1.5 % der Dissipationskapazität konsumiert.

Diese Erkenntnis entspricht den Erfahrungen, welche im Erdbebeningenieurwesen gemacht wurden. Es hat sich gezeigt, dass sich die Erdbebenbeanspruchung eines Tragwerks bei inelastischem, duktilem Verhalten stark reduziert, **ohne** dass dies mit wesentlich grösseren Verschiebungen verbunden wäre als bei linear elastischem Verhalten. Statt des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit (Bild 127, Seite 105) wurde empirisch das Prinzip der gleichen Verschiebungen ermittelt. Aus den vorliegenden Untersuchungen lässt sich schliessen, dass dieses Prinzip vor allem dann zutrifft, wenn sich die Erdbebenanregung aus zahlreichen Bodenwellen zusammensetzt, welche das Bauwerk in seinen Eigenfrequenzen mehr oder weniger periodisch anregen. Im Fall einer Impulsanregung durch einen einzigen, starken Erdstoss hat die „Dämpfung“ infolge Plastifizierung des Stahls nur einen sehr kleinen Einfluss, und das Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit kommt zur Geltung.

## 5.8 Szenario „Horizontalbeschleunigung“

In den vorangegangenen Unterabschnitten konnte gezeigt werden, dass die dynamische Vergrösserung der Beanspruchung infolge von Fahrbahnunebenheiten bei geeignetem Materialverhalten dissipiert werden kann. Mittels eines sehr einfachen Modells lässt sich zeigen, dass dies für das Szenario „Horizontalbeschleunigung“ **nicht** möglich ist. Dies bedeutet jedoch nicht, dass es bei einer Überbelastung augenblicklich zu einem vollständigen Versagen kommt. Je nach Bruchmechanismus kann mit einer gewissen Verzögerung des endgültigen Bruchs gerechnet werden, was unter Umständen ausreicht, damit das Fahrzeug den Gefahrenbereich verlässt. Anhand eines einfachen Modells wird untersucht, welche Parameter entscheidend sind und wie hoch die Gefahr eines lokalen Versagens einzuschätzen ist.

### 5.8.1 Eine Gleichgewichtsbetrachtung

Anhand eines einfachen Kräftegleichgewichts lässt sich zeigen, welchen Einfluss das Bruchverhalten im Szenario „Horizontalbeschleunigung“ hat. Zur Veranschaulichung dient das Beispiel eines Fahrzeugs, welches die Kragplatte eine Brücke beansprucht (siehe Bild 151). Als massgeblicher Bruchmechanismus wird eine Rotation der Kragplatte um deren Einspannstelle angenommen. Die Überlegungen sind jedoch genauso gut für einen Schubmechanismus gültig, da dieser ebenso zu einer vertikalen Verschiebung  $z$  der Kragplatte am Ort des Fahrzeugs führt. Für die Arbeitslinie wird elastisch-plastisches Verhalten vorausgesetzt, damit eine Umwandlung der kinetischen Energie in plastische Verformungen möglich ist.

Zuerst wird das Kräftegleichgewicht im Fall der dynamischen Belastung durch vertikale Fahrzeugschwingungen untersucht. Der vertikalen Last des Fahrzeugs sowie deren dynamischen Vergrösserung steht offensichtlich die vertikale Reaktion der Kragplatte gegenüber. Wenn es nun zu einer dynamischen Beanspruchung kommt, in deren Folge der Widerstand  $R_y$  der Kragplatte überschritten wird, dann kommt es zu einer Verschiebung der Kragplatte. Dadurch weicht das Tragwerk ge-



wissermassen der Beanspruchung aus, und die kinetische Energie kann durch plastische Verformungen abgebaut werden.

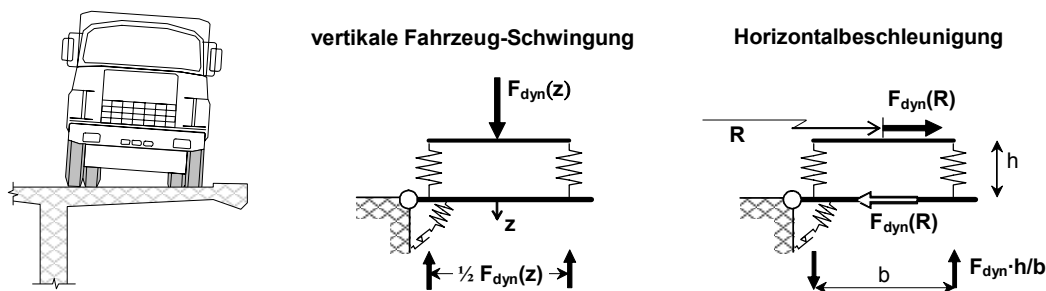


Bild 151: Vergleich des Kräftegleichgewichts für die Szenarien 'vertikale Fahrzeugschwingung' und 'Horizontalbeschleunigung'

Im Fall der Lastumlagerung durch Horizontalbeschleunigung sieht das Kräftegleichgewicht grundlegend anders aus. Die Fliehkraft ist nämlich nicht eine Funktion der vertikalen Verschiebung des Fahrzeugs, sondern nur abhängig vom aktuellen Krümmungsradius der Kurve, welche das Fahrzeug fährt. Dieser Krümmungsradius ändert sich praktisch nicht, wenn es zu einer Verschiebung der Kragplatte kommt. Dementsprechend reduziert sich die Einwirkung nicht, wenn es im Verlaufe eines Bruchmechanismus zu Verschiebungen kommt. Kann das Gleichgewicht nicht hergestellt werden, indem die Einwirkung den Widerstand  $R_y$  übersteigt, dann kommt es bei sprödem Verhalten unverzüglich zum Bruch. Wenn der Bruchmechanismus ein duktiles Verhalten aufweist, dann wird der Bruch verzögert. Da gerade im Fall eines lokalen Versagens die Dauer der Verzögerung eine Rolle spielen kann, wird die Dynamik des Bruchvorgangs näher untersucht.

**5.8.2 Modell zur Analyse der Bruchverzögerung**

Bild 152 zeigt links zwei denkbare Beispiele lokalen Versagens der Fahrbahnplatte: Biegebruch in der Einspannstelle, und Durchstanzen. Für den Biegebruch darf angenommen werden, dass der Bruch verformungsreich verläuft, bevor das Rotationsvermögen der Querschnitte erschöpft ist und wegen der fehlenden Schubbewehrung ein Schubbruch eintritt. Im Fall von Durchstanzen muss von einem Spontanbruch ausgegangen werden. In Wirklichkeit wird sich wahrscheinlich ein Verhalten irgendwo dazwischen einstellen. Rechts zeigt Bild 152 das Modell, welches für die Analyse verwendet wurde. Da das Ziel der Analyse nur die Abschätzung der Bruchverzögerung ist, wurde ein sehr einfaches Modell gewählt. Es enthält als Parameter nur die statischen Lasten, die Arbeitslinie des Tragelements und die angreifende dynamische Kraft.

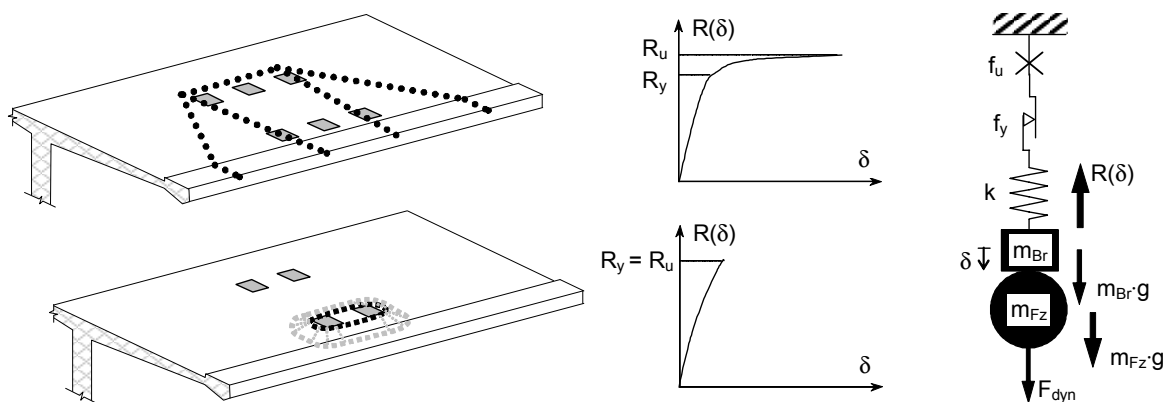


Bild 152: Modellierung der Dynamik des Bruchvorgangs bei lokalem Versagen

Der wichtigste Parameter in der Problemstellung ist offensichtlich das Bruchverhalten: je duktiler der Bruch, desto mehr wird das totale Versagen hinausgezögert. Daneben spielen jedoch auch die Steifigkeit des Tragelements, das Verhältnis zwischen wirksamer Fahrzeug- und Tragwerkslast so-

wie die dynamische Lastvergrößerung eine Rolle. In der Folge wird jeweils davon ausgegangen, dass der Bruchzustand des Tragelements bereits infolge der statischen Lasten erreicht ist, d.h. im Fall von Stahl die Spannungen infolge von  $(m_{Br} + m_{Fz}) \cdot g$  auf Höhe der Fließgrenze  $f_y$  liegen. Zusätzlich wird eine „dynamische“ Kraft aufgebracht, deren Grösse konstant gehalten wird. Dies entspricht dem Szenario, dass ein sehr schweres Fahrzeug auf der Brücke eine scharfe Kurve macht, wobei der Krümmungsradius für eine gewisse Zeit konstant bleibt. Die Vergrößerung der Kraft auf den Aussenrädern infolge der Gewichtsumlagerung wird auf die statische Radlast bezogen und beträgt zwischen 0 und 100 %.

### 5.8.3 Parameterstudie

Bild 153 zeigt anhand zweier anschaulicher Beispiele, welches Verhalten mit dem Modell grundsätzlich beschrieben werden kann. Links ist der Fall eines sehr weichen Tragelementes dargestellt, bei dem die totale angreifende Kraft den maximalen Widerstand knapp übersteigt. Als Arbeitslinie für den Bruchvorgang wurde die Kennlinie für den Werkstoff S 500 b verwendet, welche bei 10 % Dehnung (wahrscheinlicher Beginn der Einschnürung gemäss Bild 140) abgeschnitten wurde. Auch wenn es sich wegen des extrem duktilen Bruchverhaltens und der entsprechend langen Bruchverzögerung um ein rein theoretisches Beispiel handelt (in Wirklichkeit wäre das Fahrzeug schon längst weitergefahren), zeigt der Verschiebungsverlauf besonders deutlich die zwei Phasen: bis zum Bruch bei ca. 0.6 s wachsen die Verschiebungen relativ gleichförmig an, da das Tragvermögen noch nicht erschöpft ist. Ab dem Bruch kommt es zum freien Fall, wodurch die Verschiebungen infolge der Erdbeschleunigung exponentiell ansteigen.

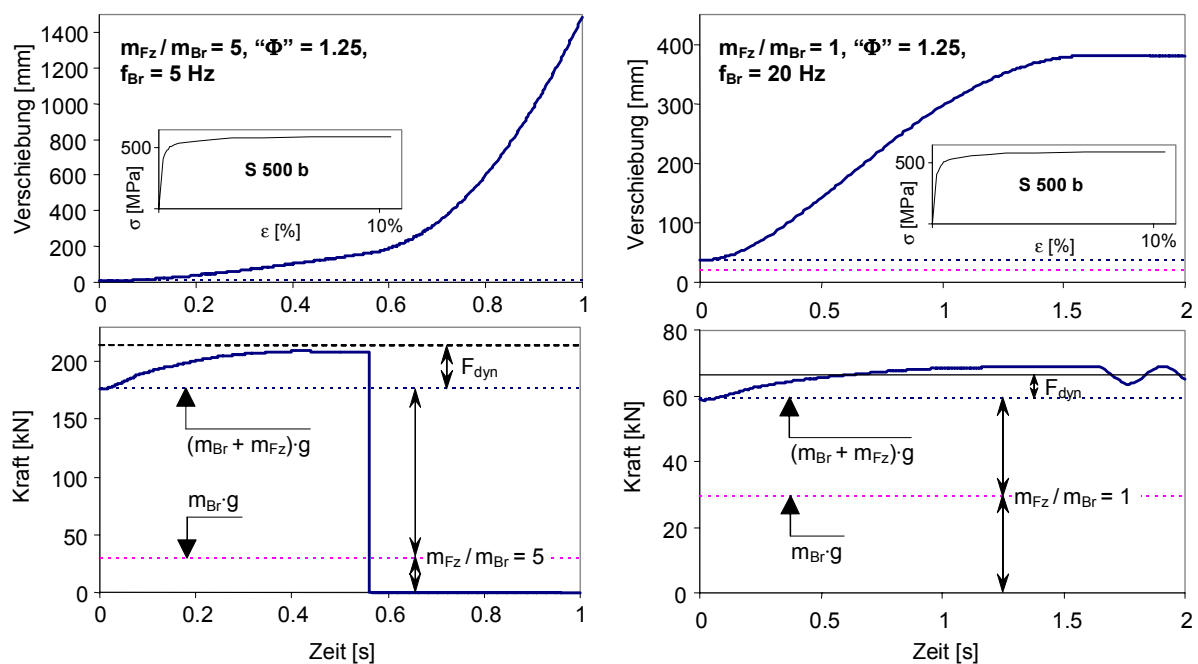


Bild 153: Theoretische Bruchverzögerung für verschiedene Massenverhältnisse und  $\Phi = 1.25$ ; links:  $m_{Fz}/m_{Br} = 5$ , rechts:  $m_{Fz}/m_{Br} = 1$

Bild 153 rechts zeigt den Fall, bei dem die Dehnungsverfestigung ausreicht, um den dynamischen Kraftzuwachs zu kompensieren. Offensichtlich ist dies nur für kleine Massenverhältnisse  $m_{Fz}/m_{Br}$  wahrscheinlich, d.h. für Bruchmechanismen mit grossen Bruchkörpern. Wie beim Beispiel links wurde sehr duktilen Verhalten angenommen (Bruchdehnung ca. 10%), was zu einer entsprechenden langen Zeitskala führt. Nimmt man beispielsweise an, dass sich das Fahrzeug mit 36 km/h (10 m/s) fortbewegt und die Bahn einen Radius von 80 m aufweist, was gerade eine dynamische Kraftvergrößerung von  $\Phi = 1.25$  auf den Aussenrädern ergibt, dann wäre es nach einer halben Sekunde bereits 5 m weitergefahren und somit gar nicht mehr im Bereich der Bruchstelle, womit das Modell hinfällig wird. Dies bedeutet jedoch nicht, dass das Modell ungeeignet ist, denn es wur-

de eben dafür entwickelt um zu zeigen, dass sich der Bruch unter Umständen aus zeitlichen Gründen gar nicht einstellen kann.

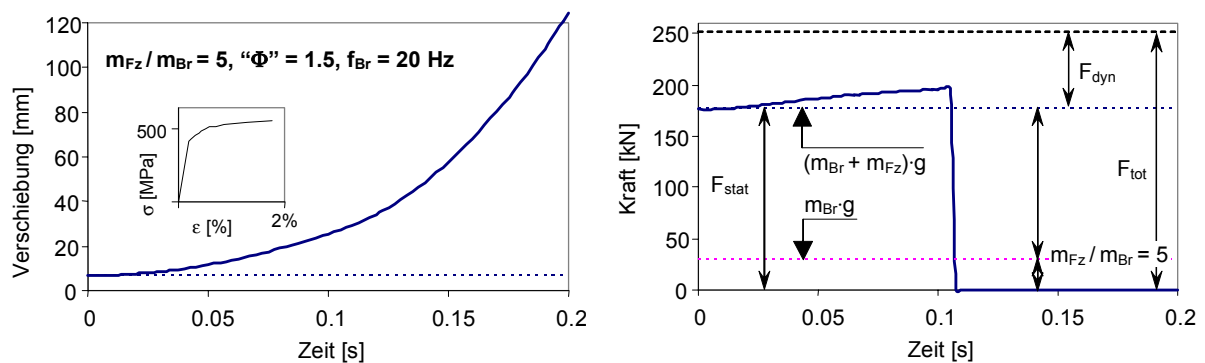


Bild 154: Bruchverzögerung für eine wahrscheinliche Parameterkombination

Die in Bild 153 gezeigten Beispiele beruhen auf einem sehr duktilen Bruchverhalten und können in Bezug auf die Bruchverzögerung nicht als repräsentativ erachtet werden. In der Folge wird das Modell genauer für ein wesentlich weniger duktilen Verhalten (Bruchdehnung ca. 1.8%) untersucht. Bild 154 zeigt die Ergebnisse für eine Parameterkombination, die der Wirklichkeit wahrscheinlich nahe kommt. Das Massenverhältnis  $m_{Fz} / m_{Br} = 5$  ergibt sich beispielsweise für den Fall, bei dem eine Tandemachsgruppe mit einer statischen Last von 300 kN einen Bruchkörper mit einem wirksamen Gewicht von 30 kN hervorruft. Bei einer Eigenfrequenz  $f_{Br} = 20$  Hz der unbelasteten Brücke erhält man als Verschiebung unter Eigengewicht  $z_{stat} = 0.6$  mm. Der dynamische Vergrößerungsfaktor  $\Phi = 1.5$  ergibt sich für die Fahrt mit 10 m/s um eine Kurve mit 40 m Radius (Höhe des Fahrzeugschwerpunkts = Abstand zwischen rechten und linken Rädern = 2 m). Wie der Kraftverlauf in Bild 153 rechts deutlich zeigt, erfolgt der Bruch nach ca. 0.1 s. Diese Verzögerung genügt, damit sich das Fahrzeug um 1 m weiterbewegt, obwohl die angreifenden Kräfte  $F_{tot}$  deutlich über dem maximalen Widerstand liegen.

Um den Einfluss der verschiedenen Parameter besser abschätzen zu können, zeigt Bild 155 die Bruchverzögerung in Funktion des Massenverhältnisses, der Steifigkeit sowie des dynamischen Vergrößerungsfaktors. Am stärksten wirkt sich offensichtlich die Steifigkeit der Brücke aus: Bei einer Verdoppelung der Grundfrequenz kommt es zu einer Halbierung der Bruchverzögerung (Bild 155 links und rechts). Ebenso verringert sich die Bruchverzögerung deutlich bei einer Vergrößerung der dynamischen Kraftkomponente (Bild 155 rechts), wobei der Einfluss mit zunehmender Steifigkeit abnimmt. Die Zunahme der Bruchverzögerung mit steigendem Massenverhältnis erklärt sich durch die Abnahme der Grundfrequenz des Systems „Tragwerksteil“ + „Fahrzeug“, welche die Zunahme des Verhältnisses  $F_{tot} / F_{stat}$  überwiegt.

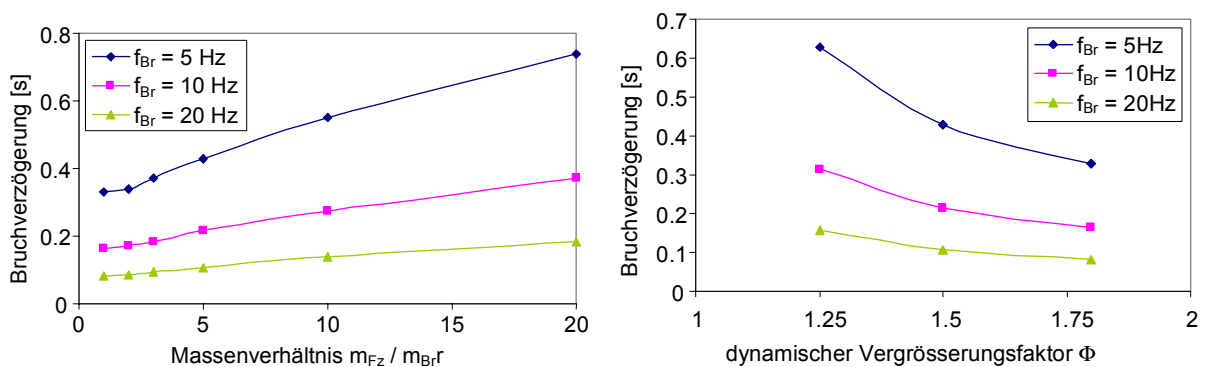


Bild 155: Bruchverzögerung für verschiedene Parameterkombinationen

### 5.8.4 Folgerungen

Zusammenfassend lässt sich somit sagen, dass der Bruch bei sprödem Verhalten unverzüglich eintritt, sobald das Kräftegleichgewicht nicht mehr hergestellt werden kann. Je duktiler das Bruchverhalten, desto wahrscheinlicher ist eine Verzögerung, die dem Fahrzeug erlaubt aus dem Gefahrenbereich zu gelangen. Allerdings muss aufgrund der hohen Steifigkeit von Strassenbrücken damit gerechnet werden, dass sich der Bruch innerhalb von wenigen Zehntelsekunden einstellt.

Auch nach Eintreten des Bruchs fällt ein Fahrzeug nicht augenblicklich. Gerade in der ersten Phase des freien Falls ist die Geschwindigkeit noch gering. Diese Frist reicht im Fall eines spröden Durchstanzens wahrscheinlich, damit sich das Fahrzeug noch weiterbewegen kann. Allfällige nachfolgende Achsgruppen oder nachkommende Fahrzeuge, welche den Schaden übersehen, kämen jedoch zu Schaden.

Wenn es nicht vollständig zum Bruch kommt, dann bedeutet dies nicht unbedingt, dass es dann beim nächsten Schwerfahrzeug soweit ist. Das Auftreten extrem schwerer Achslasten, wie sie im Bruchnachweis berücksichtigt werden, ist sehr klein. Umso kleiner ist die Wahrscheinlichkeit eines wiederholten Auftretens extremer Beanspruchung. Demgegenüber wird der maximale Widerstand durch plastische Verformungen nicht reduziert. Die eingetretenen Verformungen führen jedoch zu ausgeprägten Fahrbahnunebenheiten und damit zu höheren dynamischen Radkräften. Dies führt zumindest zu einem beschleunigten Schadensprozess (Ermüdung, inkrementelles Versagen), wodurch eine geeignete Überwachung bei Brücken mit geringen Tragsicherheitsreserven grosse Bedeutung gewinnt.

Die Gefahr darf jedoch nicht überschätzt werden. Bisher sind in der Schweiz keine derartigen Schäden an Fahrbahnplatten bekannt geworden, was angesichts des hohen rechnerischen Widerstands der Fahrbahnplatten, der guten Ausführungsqualität sowie der hervorragenden Belagebenheit nicht erstaunlich ist. Bild 156 zeigt zur Illustration den Durchstanzwiderstand, den man für typische Fahrbahnplatten im Bereich von 150 bis 300 mm Dicke erwarten kann [Marti 2000]. Es wurde die Belastung durch einen Breitreifen mit hohem Reifendruck angenommen, dessen Aufstandsfläche bei starker Belastung ca.  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  beträgt. Als Belagsstärke wurde 100 mm vorausgesetzt. Im ungünstigsten Fall einer nur 150 mm dicken Platte mit schlechtem Beton ( $\tau_c = 1 \text{ MPa}$ ) beträgt der Durchstanzwiderstand immer noch 300 kN pro Rad. Gemäss Abschnitt 3.4.2 wird dieser Wert nicht einmal bei schneller Fahrt einer extrem schweren Achse (Achslast 150 kN) über einen scharfen Absatz von 50 mm Höhe erreicht.

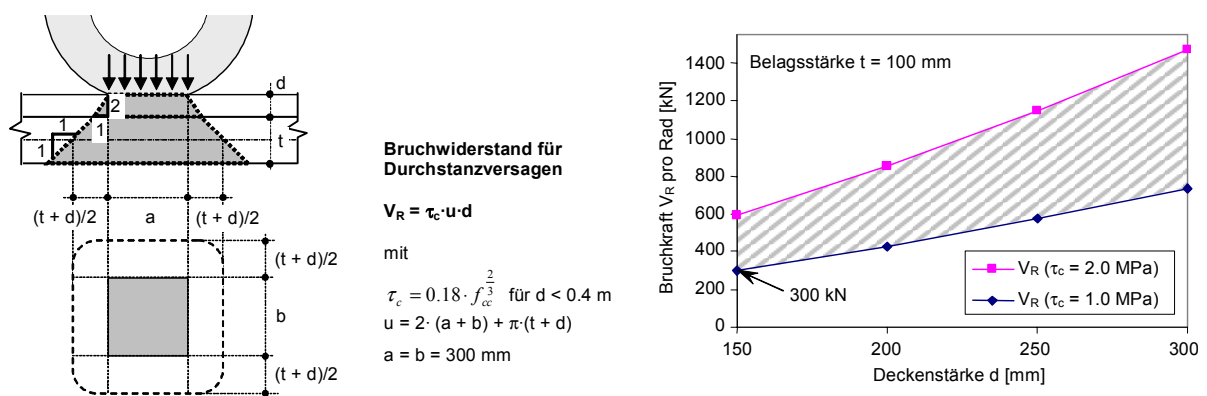


Bild 156: Durchstanzwiderstand von Platten [Marti 2000]

### 5.9 Duktilität und Rotationsvermögen

In den Untersuchungen zum Einfluss dynamischer Vergrößerung auf Bruchniveau wurde gezeigt, dass der Duktilität des Bruchvorgangs eine zentrale Rolle zukommt. Gerade bei bestehenden Bauwerken ist jedoch nicht immer sichergestellt, dass die massgeblichen Bruchmechanismen ein duktileres Verhalten aufweisen. Zudem ist nicht unbedingt klar, wann von einer ausreichenden Duktilität

ausgegangen werden kann. In der Folge wird auf einige grundlegende Aspekte in diesem Zusammenhang eingegangen, welche bei der Beurteilung konkreter Fälle hilfreich sind.

### 5.9.1 Duktilitätsbedarf bei Schnittkraftumlagerungen

Aus zwei wichtigen Gründen ist eine ausreichende Duktilität auch bei rein statischen Einwirkungen von grosser Bedeutung:

- um eine Umverteilung der Schnittkräfte bei statisch unbestimmten Tragwerken zu ermöglichen
- um eine ungenügende Tragsicherheit frühzeitig an exzessiven Verschiebungen ablesen zu können, bevor ein Tragwerksversagen eintritt.

Im Zusammenhang mit den Szenarien „stossartige“ und „resonanzähnliche Anregung“ wurde gezeigt, welches Materialverhalten erforderlich ist, um allfällige dynamische Einwirkungen dissipieren zu können. Es ist interessant, einen Vergleich mit der erforderlichen Duktilität für die Umlagerung von Schnittkräften herzustellen. Für diesen Zweck wurde der in Bild 157 gezeigte Zweifeldträger unter gleichmässig verteilter Belastung näher untersucht. Dabei wird der Einfachheit halber angenommen, dass der Träger über die ganze Länger den gleichen Querschnitt hat (z.B. ein HEA Profil), welcher ein elastisch-plastisches Biegebruchverhalten aufweist. Bild 157 zeigt zudem die wohlbekannte Verteilung des Biegemoments, welche sich bei gleichmässig verteilter Last einstellt.

Wird der Träger elastisch-plastisch bemessen, so wird der Biege widerstand im Feld offensichtlich nur zu 56 % ausgenutzt. Eine plastisch-plastische Bemessung erlaubt, die gesamte Last noch einmal um 46 % zu steigern, bevor der Träger sowohl im Feld als auch über dem Zwischenaufleger ins Fliessen kommt. Anders gesprochen setzt beim plastisch-plastisch bemessenen Träger das erste Fliessen bereits bei 69 % der rechnerischen Bruchlast ein. Die für die volle Ausnutzung der plastisch-plastisch ermittelten Traglast erforderliche Umverteilung der Schnittkräfte kann jedoch nur stattfinden, wenn der Querschnitt über dem Zwischenaufleger eine ausreichende Duktilität, d.h. Rotationsfähigkeit aufweist.

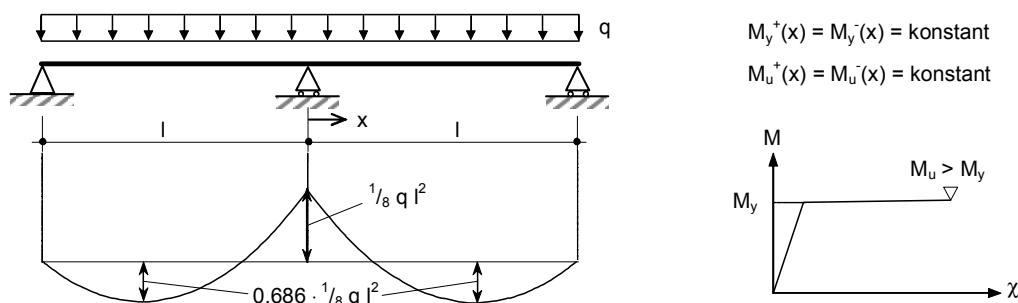


Bild 157: Modell zur Abschätzung der erforderlichen Duktilität bei plastischer Bemessung eines Zweifeldträgers

Bild 158 links veranschaulicht diesen Zusammenhang in grafischer Form. Die mit  $M_y$  bezeichnete Linie ist die Verteilung des Biegemoments bei Erreichen des Flieissmoments auf dem Zwischenaufleger. Im Fall linear elastischen Materialverhaltens würde das Moment beim Zwischenaufleger bei einer Laststeigerung entsprechend ansteigen (Kurve  $M_{lin}$ ). Bei genügender Rotationsfähigkeit erhält man hingegen die mit  $M_u$  bezeichnete Kurve. Zwecks vereinfachter Lesbarkeit wurden alle Momentenverteilungen auf das maximale elastische Biegemoment  $\frac{1}{8} q l^2$  bei Flieissbeginn normalisiert. Damit sich die Rotation beim Zwischenaufleger nicht auf einen Punkt konzentriert, muss das Bruchmoment  $M_u$  zumindest geringfügig grösser als das Flieissmoment  $M_y$  sein. Die Ausdehnung des plastischen Gelenks ist offensichtlich umso grösser, je stärker die Dehnungsverfestigung ist.

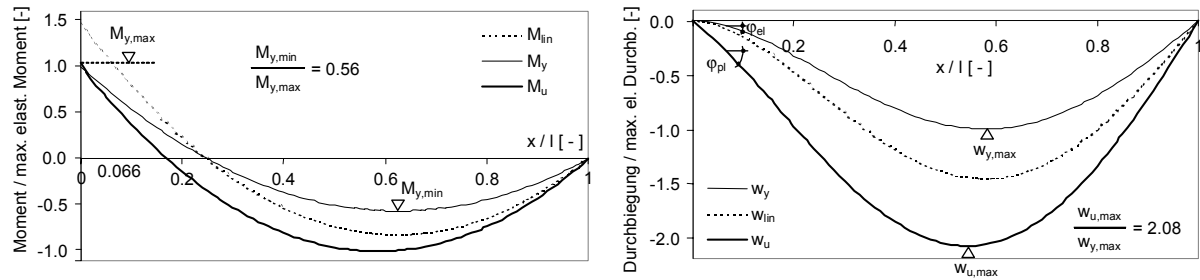


Bild 158: Momentenverteilung (links) und Durchbiegungen (rechts) vor und nach Umverteilung bei der plastischen Bemessung eines Zweifeldträgers (siehe auch Bild 157)

Bild 158 rechts zeigt die zu den Momentenverteilungen links gehörigen Durchbiegungen, welche auf die maximale Durchbiegungen bei Erreichen der Fließlast beim Zwischenaufleger normiert sind. Man erkennt deutlich, dass die Rotation über dem Zwischenaufleger zwecks Umverteilung der Schnittkräfte mit einer starken Zunahme der Verschiebungen verbunden ist: Die maximale Durchbiegung nach Umlagerung übertrifft die maximale Durchbiegung davor um mehr als einen Faktor 2 ( $w_{u,max} / w_{y,max} = 2.08$ ). Betrachtet man nur die Zone, in welcher die starken Verformungen stattfinden, so ist das Verhältnis noch wesentlich ausgeprägter. Das genaue Verhältnis zwischen dem Winkel  $\varphi_{pl}$  bei Erreichen der Bruchlast nach plastisch-plastischer Bemessung und dem Winkel  $\varphi_{el}$  nach elastisch-plastischer Bemessung ist jedoch stark abhängig vom genauen Verlauf der Arbeitslinien des Stütz- und Feldquerschnitts im Bereich des Fließmoments.

Anhand dieser Zahlen lässt sich ein gewisser Vergleich des Duktilitätsbedarfs für die Schnittkraftumlagerung und die Dissipation dynamischer Einwirkungen herstellen. Bild 159 zeigt noch einmal den Dehnungsverlauf für das Beispiel, welches im Zusammenhang mit dem Szenario „stossartige Anregung“ untersucht wurde. Bezieht man nun die maximale Dehnung  $\epsilon_{dyn,max}$  auf die Dehnung infolge der gesamten statischen Lasten, so erhält man für das Modell mit Werkstoff S 500 b den Wert  $\epsilon_{dyn,max} / \epsilon_{stat,el} = 2.76$ , der mit dem Duktilitätsbedarf für die plastisch-plastische Bemessung eines Zweifeldträgers vergleichbar ist.

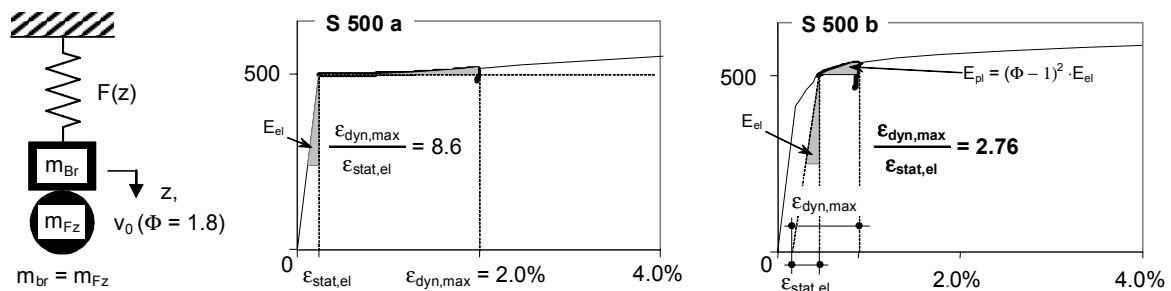


Bild 159: Vergleich zwischen maximaler, dynamischer Dehnung und statischer Dehnung infolge Schwerelasten für das Szenario „stossartige Anregung“

Für das Modell mit Werkstoff S 500 a, dessen Arbeitslinie ein für einen Biege widerstand verhältnismässig stark ausgeprägtes Fließplateau aufweist, resultiert bei dynamischer Einwirkung infolge der Schwerkraftwirkung ein wesentlich höherer Duktilitätsbedarf. Bei der plastisch-plastischen Bemessung wirkt sich ein langes Fließplateau grundsätzlich nicht negativ aus, da eine reine Rotation für die Schnittkraftumlagerung genügt. Bei Stahlbetontragwerken ist jedoch grössere Vorsicht geboten, da sich eine ungenügende Dehnungsverfestigung aus anderen Gründen sehr nachteilig auswirkt, worauf nachfolgend noch eingegangen wird.

### 5.9.2 Duktilität und Rotationsvermögen bei Stahl- / Spannbetonquerschnitten

Bild 160 zeigt schematisch die Bestimmung der Duktilität eines Biegeträgers aus Stahl- / Spannbeton. Sie basiert auf der Annahme, dass die Rotationsfähigkeit des Querschnitts durch die Verform-

barkeit des Betons auf Druck begrenzt wird. Je grösser das Verhältnis zwischen statischer Höhe und Höhe der Betondruckzone  $d / x$  bzw. je grösser der Gradient der Dehnungsebene bei Erreichen des rechnerischen Bruchzustands, desto grösser die Duktilität des Querschnitts. Im günstigsten Fall eines unterbewehrten Querschnittes kommt es nicht zum Versagen infolge Ausbrechen der Betondruckzone sondern durch Überschreiten der Bruchdehnung des Stahls.

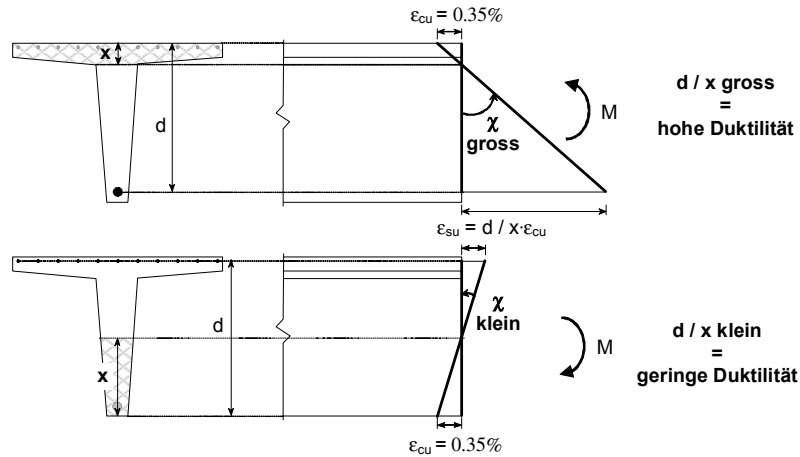


Bild 160: Duktilität eines Biegeträgers aus Stahl- / Spannbeton

Gerade bei Brückenträgern müssen die Querschnitte über den Zwischenauflagern jedoch sorgfältig daraufhin überprüft werden, ob sie eine genügend grosse Betondruckzone aufweisen, da das Verformungs- resp. Rotationsvermögen ansonsten stark reduziert wird. Vor allem bei bestehenden Strassenbrücken die nach dem Prinzip der vollen Vorspannung bemessen sind, ist mit einem verformungsarmen Bruchverhalten zu rechnen. Ebenso wenig darf bei Fahrbahnplatten aufgrund der fehlenden Schubbewehrung automatisch von einem genügend duktilen Verhalten ausgegangen werden, da die Rotationsfähigkeit durch den Schubwiderstand limitiert ist [Muttoni et al. 1991].

Die Duktilität eines Querschnitts ist **nicht** gleichzusetzen mit dem Rotationsvermögen eines Tragelements. Bei Stahl- / Spannbetonträgern wird das Rotationsvermögen von der Verteilung der Risse, in denen die plastischen Verformungen auftreten, bestimmt ([Sarrasin 1953], [Sigrist 1995]). **Entscheidend für eine gleichmässige Rissverteilung ist die Dehnungsverfestigung des Bewehrungsstahls**, abgesehen vom Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton.

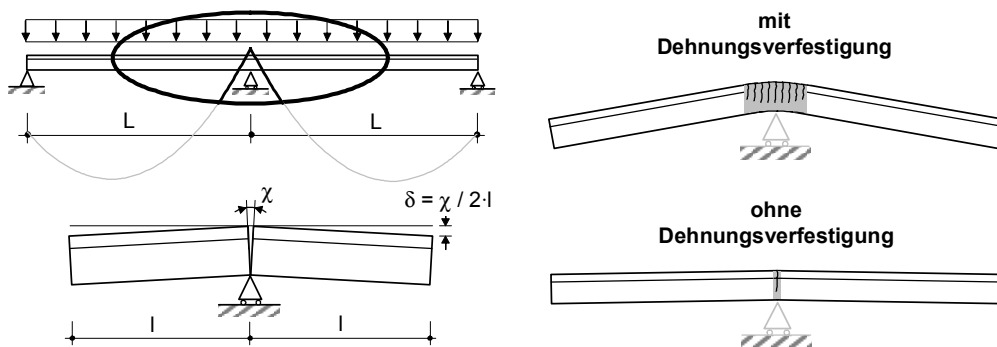


Bild 161: Bedeutung der Dehnungsverfestigung des Bewehrungsstahls für die Rotationskapazität von Stahl- / Spannbetonquerschnitten

Vor 50 Jahren war die Forschung auf die Gewährleistung eines guten Verbunds ausgerichtet (was unter anderem zur Entwicklung der Caron-Bewehrungsstäbe durch Alexandre Sarrasin führte), da bei den damaligen, naturharten Stählen ohnehin eine starke Dehnungsverfestigung gegeben war. Seit Jahrzehnten werden praktisch nur noch profilierte Bewehrungsstäbe für die schlaife Bewehrung eingesetzt, wodurch sich dieses Problem erübrigt hat. Im Gegenzug dafür hat sich allerdings

die Dehnungsverfestigung bei modernen, kaltverformten Stählen auf bedenklich tiefe Werte reduziert [Bachmann 2000].

Bild 161 zeigt die Bedeutung von Rissverteilung und Dehnungsverfestigung schematisch am Beispiel des Zweifeldträgers. Ohne Dehnungsverfestigung führt die ausgeprägte Spitze in der Momentenverteilung über dem Zwischenauflager zu einem einzigen Riss, was auch bei einer relativen hohen Duktilität des Querschnitts nur zu einem geringen Rotationsvermögen führt (Bild 161 rechts unten). Weist die Bewehrung jedoch eine genügende Dehnungsverfestigung auf, dann werden zahlreiche Risse gebildet, was entsprechend zu einer Vervielfachung der Rotationsfähigkeit führt.

### 5.9.3 Bedeutung der Dehnungsverfestigung für die Dissipationskapazität

Im Zusammenhang mit dynamischer Einwirkung ermöglicht es die Dehnungsverfestigung die zugeführte Energie zu dissipieren, auch wenn die Fließgrenze bereits infolge der statischen Lasten erreicht ist. Der Zusammenhang zwischen dem Spannungsniveau infolge der statischen Lasten  $\sigma_{\text{stat}}$ , der Arbeitslinie und der freien Dissipationskapazität lässt sich gut anhand der Analogie der rollenden Kugel veranschaulichen (siehe Bild 162).

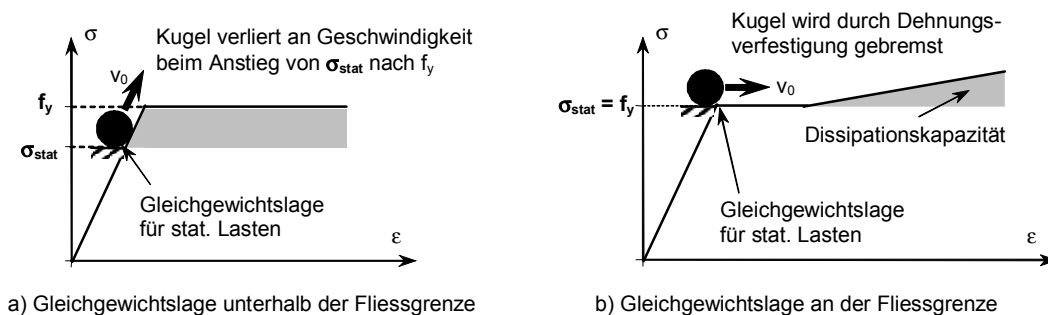


Bild 162: Bedeutung der Dehnungsverfestigung bei der Dissipation einer dynamischen Einwirkung, veranschaulicht an der Analogie der rollenden Kugel; links: zugeführte kinetische Energie  $\frac{1}{2} m v_0^2$  wird vor Erreichen der Fließgrenze in potentielle Energie umgewandelt, rechts: Bremsen der Kugel durch Dehnungsverfestigung

Die Zufuhr kinetischer Energie in der Form einer Anfangsgeschwindigkeit  $v_0$  bewirkt, dass die Kugel der Arbeitslinie entlang rollt. Unter der Annahme, dass die Kugel immer der Arbeitslinie folgt und reibungsfrei rollt, kann die Kugel nur gebremst werden, indem die kinetische in potentielle Energie umgewandelt wird. Damit die Geschwindigkeit auf Null abfallen kann, muss entweder das Verhältnis zwischen Fließgrenze  $f_y$  und Spannungen  $\sigma_{\text{stat}}$  grösser als eins sein, oder die Arbeitslinie durch Dehnungsverfestigung gekennzeichnet sein. Die im jeweiligen Fall verfügbare Dissipationskapazität ist die in Bild 162 grau markierte Fläche. Offensichtlich hinkt die Analogie insofern, als die Bedeutung der Bruchdehnung für die Dissipationskapazität nicht zum Ausdruck gebracht wird.

### 5.9.4 Grafischer Nachweis der genügenden Dissipationskapazität

Die anschauliche Darstellung der Zusammenhänge in Bild 162 kann in einem konkreten Fall genutzt werden, um eine grafische Überprüfung durchzuführen. Voraussetzung hierfür ist die Arbeitslinie, welche für den jeweils massgeblichen Bruchmechanismus ermittelt werden muss. In die Arbeitslinie sind die Spannungen bzw. Momente infolge der ständigen Lasten und der zusätzlich aufgebrachten Verkehrslasten einzutragen (siehe Bild 163). Wenn sich die Spannungen infolge der gesamten Lasten stark der Fließgrenze bzw. dem Fliessmoment nähern, dann kann die Sicherheit offensichtlich nur noch durch ein Ansteigen des Widerstands nach Überschreiten der Fließgrenze gewährleistet werden. Sofern das Verhältnis  $f_u / f_y$  deutlich grösser als eins ist, stellt sich die grundsätzliche Frage, ob diese Reserve ausgenutzt werden soll oder nicht. Während die Antwort bei der Bemessung neuer Tragwerke bzw. bei Verstärkungen in der Regel „Nein“ lautet, kann ein „Ja“ bei bestehenden Bauwerken unter Umständen gerechtfertigt sein.

Die grafische Darstellung gemäss Bild 163 erlaubt es insbesondere, die Reserven in der Formänderungsarbeit (Dissipationskapazität) auf einfache Weise quantitativ zu erfassen und zu kontrollieren.



Im gezeigten Beispiel wird davon ausgegangen, dass der betrachtete Querschnitt keine plastischen Verformungen infolge von Schnittkraftumlagerung gewährleisten muss. Bei der gleichzeitigen Anwendung der statischen oder kinematischen Methode der Plastizitätstheorie ist entsprechende Vorsicht geboten.

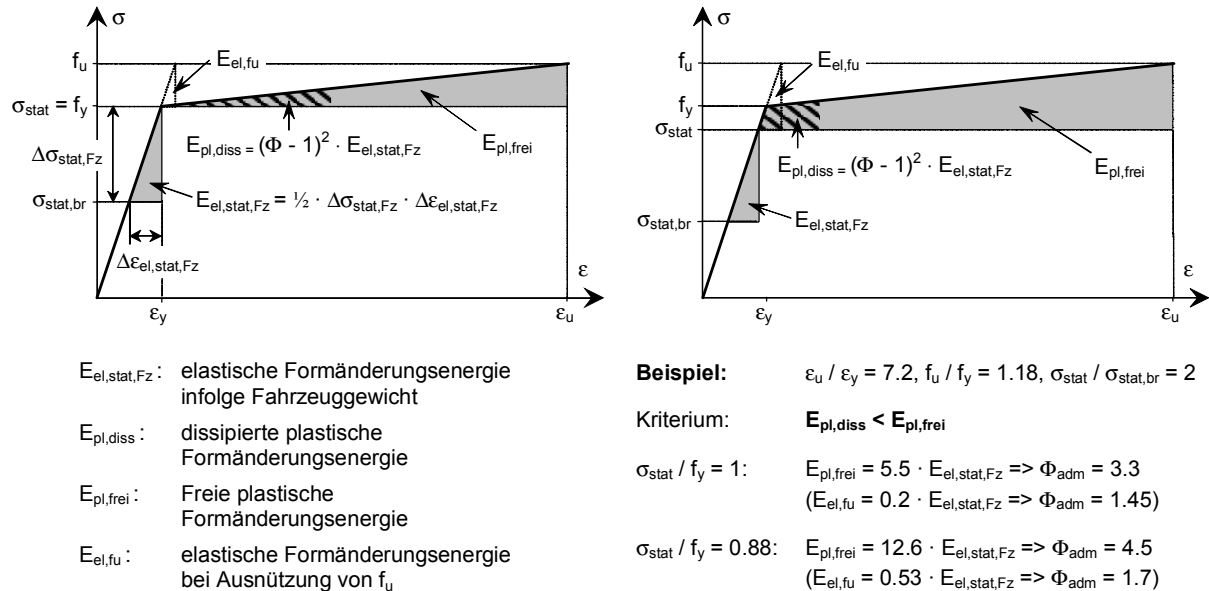


Bild 163: Graphische Überprüfung der Bruchsicherheit

Bild 163 zeigt auch deutlich, dass es wenig Sinn macht einen Zuwachs des Widerstands nach Überschreiten der Fließgrenze auszunützen, ohne die damit verbundene Verformung zu berücksichtigen. Dies kann einfach am Beispiel der in Bild 163 dargestellten Diagramme gezeigt werden. Als Grundlage dient eine vereinfachte, linear elastisch - plastisch verfestigende Arbeitslinie mit den Kennwerten  $\epsilon_u / \epsilon_y = 7.2, f_u / f_y = 1.18$ . Das Verhältnis zwischen der wirksamen Gesamtlast und den wirksamen Eigenlasten wird zu  $\sigma_{stat} / \sigma_{stat,br} = 2$  angenommen. Für das Beispiel mit  $\sigma_{stat} = f_y$  links erhält man als zulässigen dynamischen Vergrößerungsfaktor (Referenzwert für den Fall linear elastischen Materialverhaltens)  $\Phi_{adm} = 3.3$ . Berücksichtigt man nur den Spannungszuwachs von  $f_y$  nach  $f_u$ , so reduziert sich dieser Wert auf  $\Phi_{adm} = 1.45$ . Im Fall einer zusätzlichen Reserve in der Dissipationskapazität infolge  $\sigma_{stat} / f_y < 1$  (Bild 163 rechts) erhöhen sich die Werte entsprechend. In der Praxis ist selbstverständlich noch ein geeigneter Widerstandsbeiwert zu berücksichtigen, beispielsweise durch Reduktion der verfügbaren Dissipationskapazität.

### 5.10 Berücksichtigung gemessener Arbeitslinien

In den Berechnungen zu den einzelnen Szenarien wurden vereinfachte Arbeitslinien verwendet, welche vor allem den Bereich bis zum Erreichen der Fließgrenze nicht korrekt wiedergeben. Gerade bei Stahl- / Spannbetonquerschnitten aber auch bei Stahl- / Verbundquerschnitten verläuft die Arbeitslinie vor Erreichen des Fließmoments  $M_y$  nicht linear elastisch. Hinzu kommt, dass das Fliesen meistens nicht gleichzeitig im ganzen Zuggurt einsetzt, wodurch der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich kontinuierlich erfolgt. Um den entsprechenden Einfluss auf die vorliegende Problemstellung abzuschätzen, werden in der Folge Ergebnisse von Grossversuchen analysiert.

#### 5.10.1 Versuche durch D. Zwicky an Spannbetonbalken

Bild 164 zeigt die an einem T-Träger gemessene Arbeitslinien für einen Biegebruch [Zwicky 2000]. Die Versuchskörper wurden beim Ersatz einer Strassenbrücke ausgebaut, welche im Jahr 1970 gebaut wurde. Das Bruchverhalten kann entsprechend als repräsentativ für vergleichbare Tragelemente bestehender Brücken betrachtet werden. Die Träger sind nach dem Konzept der vollen Vorspannung bemessen, und die Biegebewehrung besteht ausschliesslich aus Vorspannstahl. Die Ar-

beitslinien der Bewehrung sind in Bild 164 unten links dargestellt. Massgeblich ist offensichtlich das weniger duktile Verhalten der Spannbett-Drähte, welche mehr als die Hälfte des Zuggurts darstellen.

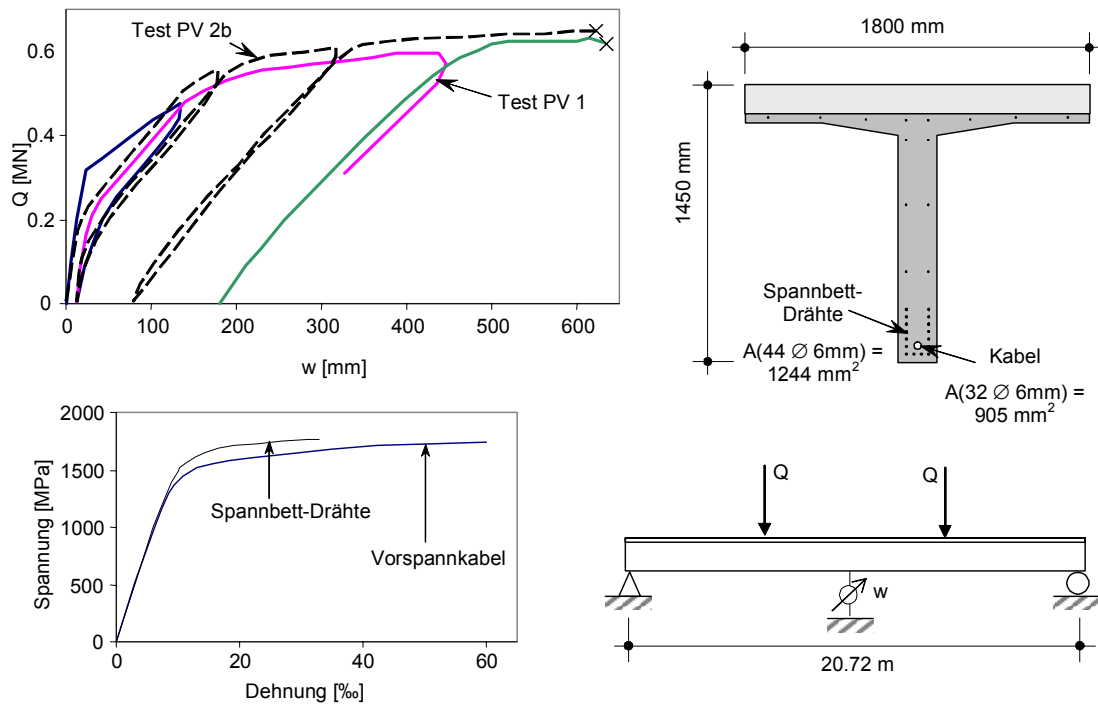


Bild 164: Arbeitslinie für vorgespannten Brückenträger [Zwicky 2000]

Entscheidend für die Beurteilung der Dissipationskapazität ist in diesem Fall die Festlegung der Fließgrenze bzw. das Verhältnis zwischen  $f_u$  und  $f_y$  des Vorspannstahls. Wenn der Biege widerstand  $M_y$  sehr hoch angelegt wird, reicht die Dehnungsverfestigung je nach Anteil der Nutzlast nicht, um starke zusätzliche dynamische Einwirkungen zu dissipieren.

### 5.10.2 Bruchversuch an der Steilerbachbrücke

Bild 165 zeigt das Bruchverhalten einer ganzen Balkenbrücke unter Einzellast in Auflagernähe. Die in den 1960er Jahren gebaute Steilerbachbrücke wurde durch eine Schüttung ersetzt und im Zuge des Abbruchs auf ihren Bruchwiderstand getestet [Köppel 1997]. Die untersuchte Lastkonfiguration entspricht offensichtlich nicht der massgeblichen Beanspruchung durch Verkehrslasten sondern dient der Untersuchung der Schubfestigkeit. Im Verlauf des Versuchs kam es jedoch nicht zu einem Schubversagen sondern zu einem Biegeversagen infolge Ausbrechen der Betondruckzone. Die dargestellte Arbeitslinie gibt daher nicht das Bruchverhalten jenes Querschnitts wieder, welcher im Fall eines Biegemechanismus massgeblich wird. Dieser liegt mehr in der Feldmitte am Ort des grössten Moments infolge von verteilten Lasten und weist aufgrund des Verlaufs der Spannkabel ein anderes Biegebruchverhalten auf.

Das Beispiel verdeutlicht die Bedeutung der Kontrolle der Rotationsfähigkeit des massgeblichen Querschnitts. Obwohl die statische Höhe des Trägers relativ gering ist und damit der Gradient der Dehnungsebene relativ stark, wird die Bruchstauchung des Betons massgeblich. Auch wenn die Stahleinlagen eine genügende Duktilität und Dehnungsverfestigung aufweisen sollten, kann in diesem Fall keinesfalls von einer genügenden Dissipationskapazität ausgegangen werden.

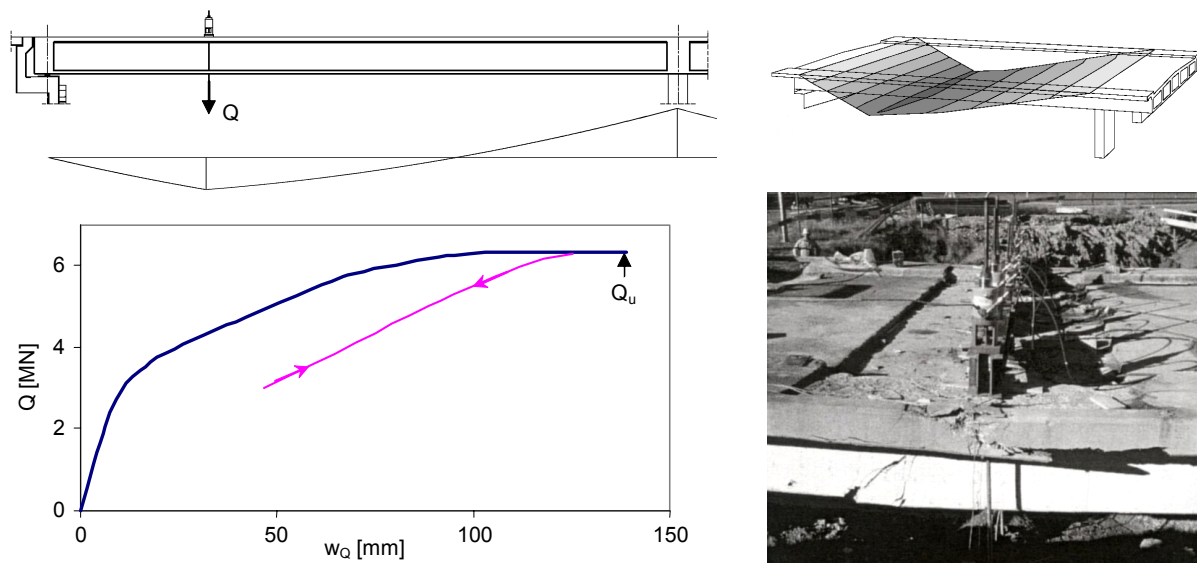


Bild 165: Arbeitslinie für das Bruchverhalten einer Balkenbrücke unter Einzellast in Auflagernähe [Köppel 1997]

### 5.10.3 Bruchversuch an einer Kragplatte im Masstab 1:3

Als Beispiel für das Bruchverhalten bei lokalem Versagen zeigt Bild 166 die Ergebnisse eines am IS-Beton (EPFL) durchgeführten Bruchversuchs [Vaz Rodrigues 2002]. An einem Modell im Masstab 1:3 wurde das Bruchverhalten einer Kragplatte unter einer Einzellast untersucht. Das Modell repräsentiert zwei Varianten von Kragplatten, einmal mit Versteifungsträger und einmal ohne. Die zwei Kragplatten werden analog durch eine Einzellast belastet, deren Angriffsfläche ungefähr der Aufstandfläche einer Radlast entspricht.

Der Versuch ergab, dass im Fall der untersuchten Lastkonfiguration mit einem Schubversagen zu rechnen ist, wobei die Traglast mit dem gültigen Widerstandsmodell für Durchstanzen unterschätzt wird. Obwohl das Versagen von deutlichen Verschiebungen begleitet ist (Durchbiegung beim Bruch ca.  $l/60$ ), kann nicht von einem duktilen Verhalten gesprochen werden. Zu bemerken ist, dass die Lastkonfiguration nicht einer Achslast entspricht, und dass Kragplatten in der Regel am Rand durch Versteifungsträger (Randabschluss, Leitmauer) verstärkt sind.

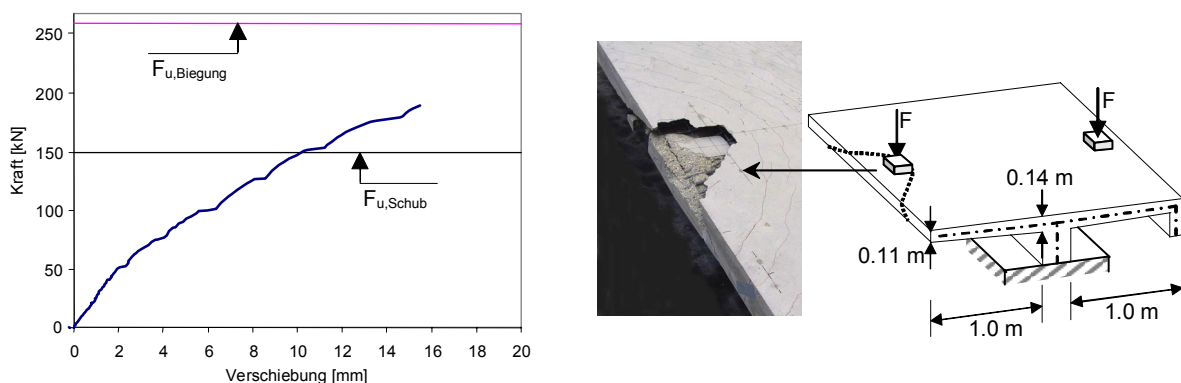


Bild 166: Arbeitslinie für das Bruchverhalten einer Fahrbahnplatte (Masstab 1:3) unter konzentrierter Einzellast [Vaz Rodrigues 2002]

### 5.10.4 Folgerungen

Die Beispiele von Versuchen zur Untersuchung des Bruchverhaltens zeigen, dass zumindest im Fall von Stahl- / Spannbetontragwerken nicht ohne weiteres von einer genügenden Dissipationskapazi-

tät ausgegangen werden darf. Im Fall von statisch unbestimmten Tragsystemen muss zudem beachtet werden, dass allfällige Rotationen zur Gewährleistung von Schnittkraftumlagerungen die Dissipationskapazität zur Aufnahme dynamischer Vergrößerungen reduziert. Da die plastischen Verformungen im Zusammenhang mit Schnittkraftumlagerungen zur Gewährleistung des Gleichgewichts für die statischen Lasten erforderlich sind, können sie nicht in der Dissipationskapazität an gerechnet werden.

Die gezeigten Arbeitslinien sind insofern nicht repräsentativ, als die betreffenden Versuche zum Teil speziell auf die Untersuchung des Schubwiderstands ausgelegt wurden. Die untersuchten Lastfälle entsprechen generell nicht dem massgeblichen Lastfall für den Nachweis der Tragsicherheit. Im nächsten Abschnitt werden daher noch Überlegungen angestellt, mit welchem Bruchmechanismus unter gewissen Annahmen zu rechnen ist.

### 5.11 Bedeutung des Schubnachweises

Bei nicht schubbewehrten Tragelementen wie Fahrbahnplatten ist offensichtlich zu erwarten, dass der endgültige Bruch durch Schubversagen eintritt. Je nach Lastkonfiguration, Schlankheit und Bewehrungsgehalt ist vorgängig mit einer mehr oder weniger starken Ausbildung eines Biegemechanismus zu rechnen ([Marti 2000], [Schläfli 1999]). Anders sieht dies bei Balken aus, die eine geeignete Schubbewehrung aufweisen. Unter der Annahme einer korrekten Bemessung lassen sich die nachfolgend beschriebenen Schlüsse zum wahrscheinlichen Bruchmechanismus ziehen.

Am einfachsten lassen sich die Zusammenhänge am Beispiel des in Bild 167 dargestellten einfachen Balkens aufzeigen. Geht man davon aus, dass auf der Seite der Einwirkungen die gleichmässig verteilten Lasten überwiegen (Eigengewicht, Auflast, gleichmässig verteilte Verkehrslast), dann erhält man die in Bild 167 rechts oben aufgeführten Widerstandswerte  $M_u$  und  $Q_u$ . Nun wird untersucht, unter welcher Lastkonfiguration welcher Bruchmechanismus wahrscheinlicher ist.

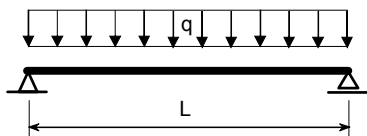
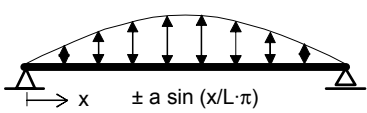
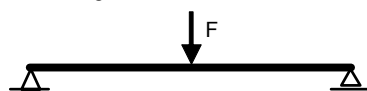
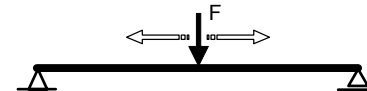
Einfacher Balken, bemessen für gleichmässig verteilte Lasten $q = \text{konstant}$		Bemessungswiderstände:
		$M_u = \frac{q \cdot L^2}{8}, \quad Q_u = \frac{q \cdot L}{2}$
<p>Massgeblicher Bruchmechanismus infolge Eigenschwingung</p>  $M_{\max} = \frac{a \cdot L^2}{\pi^2} \Rightarrow a_u \leq \frac{\pi^2 \cdot M_u}{L^2} = \underline{1.23 \cdot q}$ $Q_{\max} = \frac{a \cdot L}{\pi} \Rightarrow a_u \leq \frac{Q_u \cdot \pi}{L} = \underline{1.57 \cdot q}$ <p><b>=&gt; Biegung ist massgeblich</b></p>	<p>Massgeblicher Bruchmechanismus infolge konz. Last in Feldmitte</p>  $M_{\max} = \frac{F \cdot L}{4} \Rightarrow F_u \leq \frac{4 \cdot M_u}{L} = \underline{\underline{\frac{q \cdot L}{2}}}$ $Q_{\max} = \frac{F}{2} \Rightarrow F_u \leq 2 \cdot Q_u = \underline{\underline{q \cdot L}}$ <p><b>=&gt; Biegung ist massgeblich</b></p>	<p>Massgeblicher Bruchmechanismus infolge beweglicher konz. Last</p>  $M_{\max} = \frac{F \cdot L}{4} \Rightarrow F_u \leq \frac{4 \cdot M_u}{L} = \underline{\underline{\frac{q \cdot L}{2}}}$ $Q_{\max} = F \Rightarrow F_u \leq Q_u = \underline{\underline{\frac{q \cdot L}{2}}}$ <p><b>=&gt; unentschieden</b></p>

Bild 167: Massgeblicher Bruchmechanismus für Balkenbrücken in Funktion der Lastkonfiguration

Der erste Lastfall links unten zeigt das Szenario, bei dem der Balken durch Eigenschwingungen zu Bruch kommt. Der Vergleich der Traglasten bei Schub- und Biegebruch zeigt klar ( $1.57 \cdot q$  zu  $1.23 \cdot q$ ), dass Biegung für diese Lastkonfiguration massgeblich wird. Noch deutlicher ist das Ergebnis bei einer konzentrierten Last in Feldmitte, wo das Verhältnis  $q \cdot L$  zu  $0.5 \cdot q \cdot L = 2:1$  ist. Generell lässt sich feststellen, dass ein Biegebruch wahrscheinlicher ist, wenn die Lasten stärker in Feldmitte konzentriert sind, als dies in der Bemessung angenommen wurde.

Im Fall von Verkehr muss jedoch mit beweglichen Lasten gerechnet werden. Entsprechend zeigt Bild 167 unten rechts den Fall einer bewegten, konzentrierten Einzellast. Das Ergebnis ist hier,

dass Biegebruch und Schubbruch gleich wahrscheinlich sind. Wie Bild 168 ergänzend zeigt, gilt diese Feststellung für beliebige Verhältnisse zwischen verteilten und konzentrierten, beweglichen Lasten. Immerhin erlauben diese einfachen Überlegungen zur Einwirkungsseite jedoch festzustellen, dass ein Biegebruch wahrscheinlicher ist, wenn die Balkenschwingungen in Zuge der Bemessung unterschätzt wurden.

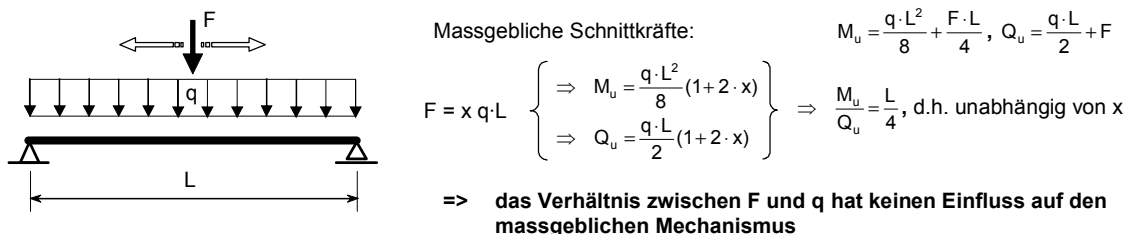


Bild 168: Massgeblicher Bruchmechanismus für Balkenbrücken in Funktion des Verhältnisses zwischen verteilten und konzentrierten, beweglichen Lasten

Andererseits lassen sich gewisse Schlüsse aus der Analyse der Widerstandsseite ziehen. Die Versuche von D. Zwicky [Zwicky 2000] haben einmal mehr gezeigt, dass der Biege­widerstand mit einfachen Modellen sehr genau vorhergesagt wird, während der Schubwiderstand sogar mit sehr aufwendigen Modellen nur einiger­massen genau bestimmt werden kann. Direkte Lastabtragung durch Bogenwirkung, Dübelwirkung der Bewehrung und Verzahnung der Aggregate im Riss werden generell vernachlässigt, um auf der „sicheren Seite“ zu liegen. Folglich ist die Bemessung für Schub konservativer als jene für Biegung, und es kann bei Balken im Zweifelsfall von einem Biegeversagen ausgegangen werden.

### 5.12 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde untersucht, welche Wirkung die dynamischen Vergrösserungen bei der Anregung durch Fahrbahnunebenheiten sowie bei Kurvenfahrt auf Bruchniveau haben. Da Strassenbrücken normalerweise ein stark nichtlineares Bruchverhalten aufweisen, das von einem mehr oder weniger starken Fließen der Bewehrung begleitet ist, sind Vergrösserungsfaktoren, welche auf linear elastischem Materialverhalten beruhen, im Tragfähigkeitsnachweis grundsätzlich nicht anwendbar.

Von zentraler Bedeutung für die Wirkung dynamischer Belastung ist das Bruchverhalten. Es wurde gezeigt, dass sich die Belastungsgeschwindigkeit nur bei stossartiger Anregung infolge sehr ausgeprägter Fahrbahnunebenheiten in einer gewissen Erhöhung der Betondruckfestigkeit äussert, aber ansonsten vernachlässigbar ist. Unbedingt zu berücksichtigen ist jedoch die Schwerkraftwirkung, die im Vergleich zum Erdbebeningenieurwesen zu einer massiven Verringerung der Dissipationskapazität führt.

Insgesamt lässt sich für die Szenarien „stossartige“ und „resonanzartige“ Anregung feststellen, dass trotz Schwerkraftwirkung durchaus mit der Dissipation der zugeführten kinetischen Energie gerechnet werden kann. In diesem Fall kann die dynamische Vergrösserung im Tragfähigkeitsnachweis vernachlässigt werden. Die dafür erforderliche Dissipationskapazität hängt stark davon ab, wie hoch die Beanspruchung infolge der statischen Lasten ist. Unter statischen Lasten werden dabei die gesamten, effektiv im Bruchzustand auftretenden Lasten verstanden. Wird die Fließgrenze bereits unter den statischen Lasten erreicht, so braucht es nicht nur eine genügende Duktilität, sondern auch eine Dehnungsverfestigung des Werkstoffs, um eine ausreichende Dissipationskapazität zu gewährleisten.

Im Fall der Lastvergrösserung durch Fliehkräfte kann die dynamische Komponente nicht vernachlässigt werden, da sie vom Bruchverhalten des Bauwerks nicht beeinflusst wird. Anhand eines Modells zur Erfassung des Ablaufs eines möglichen lokalen Versagens konnte jedoch gezeigt werden, dass ein duktiler Bruchverhalten zumindest zu einer Bruchverzögerung führt. Dies gibt einem Fahr-

zeug vermutlich genügend Zeit, die Gefahrenstelle zu verlassen bevor der Bruch endgültig eintritt. Bei genügend hoher Fahrgeschwindigkeit kann darüber hinaus sogar ein Loch in der Fahrbahn passiert werden, ohne dass das Fahrzeug zu Schaden kommt.

Aufgrund des Vergleichs möglicher Radkräfte mit dem wahrscheinlichen Widerstand von Fahrbahnplatten kann geschlossen werden, dass es nur bei extrem hohen Lasten zu bleibenden Verformungen kommt. Mit einem wiederholten Auftreten dieser Lasten in kurzen Abständen muss daher nicht gerechnet werden. Wenn es infolge bleibender Verformungen zu stärkeren Fahrbahnunebenheiten und dementsprechend zu einer stärkeren dynamischen Belastung kommt, dann kann es durchaus noch Jahre dauern, bis es zu ersten Ermüdungsbrüchen und allenfalls zum endgültigen Versagen kommt. Wie im nächsten Abschnitt ausgeführt wird, ist es im Hinblick auf die Behandlung dieser Problemstellung sinnvoll, das Risiko eines solchen Versagens möglichst aufgrund konkreter Szenarien abzuschätzen und die Überwachung in die Betrachtungen einzubeziehen.

Die Analyse von Versuchen zur Bestimmung des effektiven Bruchverhaltens von bestehenden Brücken zeigt, dass die Gefahr von Schubversagen gering ist. Dies wird auch durch theoretische Betrachtungen bestätigt. Andererseits kann auch im Fall eines Biegebruchs nicht ohne weiteres von einer genügenden Dissipationskapazität ausgegangen werden. Im Zusammenhang mit statisch unbestimmten Tragsystemen ist zudem zu berücksichtigen, dass allfällige Rotationen zur Umlagerung von Schnittkräften die Dissipationskapazität reduzieren.

## 6 Anwendung

### 6.1 Einleitung

Ziel dieses Abschnittes ist es, die gewonnenen Erkenntnisse zusammenzufassen und für die Anwendung im Rahmen des Tragsicherheitsnachweises von Strassenbrücken umzusetzen. Durch den Einbezug allgemeiner Erkenntnisse aus dem Bereich der Bauwerkssicherheit ergibt sich ein Nachweiskonzept, in welchem aufbauend auf Gefährdungsbildern geeignete Werte für den Vergrößerungsfaktor vorgeschlagen werden.

#### 6.1.1 Kurze Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse

Die wichtigsten Erkenntnisse aus den vorangegangenen Abschnitten lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Ein Vergrößerungsfaktor lässt sich nicht nur durch dynamische Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke begründen, sondern durch eine ganze Reihe von Szenarien. Mit den grössten Werten ist bei Kurvenfahrt mit dem Umkippen als Grenzfall, bei Vollbremsung sowie bei der Anregung durch Schwingungen infolge von Fahrbahnunebenheiten zu rechnen.
- Es lässt sich unterscheiden zwischen der reinen Lastvergrößerung, bei der das Verhalten der Brücke keinen Einfluss hat (z.B. Kurvenfahrt), sowie der Vergrößerung der Beanspruchung, die sich sowohl durch Brücken- als auch durch Fahrzeugschwingungen ergibt.
- Im Hinblick auf den Nachweis der Elemente der Fahrbahn, deren massgeblicher Lastfall normalerweise aus der *Wirkung einzelner Achsgruppen* besteht, ist es zweckmässig, zwischen den verschiedenen Typen von Achsgruppen zu unterscheiden. Für jeden Typ wurden Bemessungswerte der nominellen Achslast bestimmt und das dynamische Verhalten untersucht.
- Im Falle der *dynamischen Vergrößerung der Beanspruchung von Längsträgern* wurden als wichtigster Parameter das Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewicht sowie die Anzahl Fahrzeuge ermittelt. Eine nennenswerte Vergrößerung findet nur statt, wenn sich das massgebliche Gefährdungsbild aus wenigen schweren Lastwagen zusammensetzt, welche mit bedeutender Geschwindigkeit fahren. Der Grund dafür ist, dass die Amplitude normaler Fahrbahnunebenheiten mit zunehmender Wellenlänge zunimmt, was bei Lastwagen wiederum nur bei hohen Geschwindigkeiten zu maximaler Anregung führt. Eine Ausnahme bilden spezielle Fahrbahnunebenheiten, deren Auftreten in Feldmitte einer Brücke jedoch sehr unwahrscheinlich ist. Die Grundfrequenz einer Brücke ist insofern von Bedeutung, als „weiche“ Tragwerke grundsätzlich schwingungsanfälliger sind. Umgekehrt sind sehr schwere Fahrzeuge umso aggressiver, je steifer deren Federung ist.
- Die *dynamischen Effekte auf Bruchniveau* hängen entscheidend vom Bruchverhalten des massgeblichen Versagensmechanismus ab. Die Anregung von Schwingungen resultiert grundsätzlich aus einer Zufuhr kinetischer Energie, was nur bei linear-elastischem Materialverhalten zu einer Zunahme der Beanspruchung führt, welche linear proportional zur Verformung ist. Durch plastische Verformung des Stahls kann die kinetische Energie in Formänderungsarbeit umgewandelt werden, was zu einer geringen Zunahme der Beanspruchung, aber zu grossen Durchbiegungen führt. Aufgrund der Wirkung der statischen Lasten ist jedoch eine grosse Duktilität sowie Dehnungsverfestigung erforderlich, um eine hohe kinetische Energie zu dissipieren. Bei Stahlbeton- bzw. Spannbetonquerschnitten ist die Rotationsfähigkeit durch den Beton begrenzt, und bei Stahl- bzw. Verbundträgern besteht die Gefahr von Stabilitätsproblemen. Von einer vollständigen Dissipation der kinetischen Energie im Bruch kann daher nur ausgegangen werden, wenn eine hohe Rotationsfähigkeit des Querschnittes nachgewiesen ist, und diese bei statisch unbestimmten Systemen nicht bereits für Schnittkraftumlagerungen verbraucht wird.

### 6.1.2 Grundsätze zur Umsetzung der Erkenntnisse

Von grösster Bedeutung in der folgenden Umsetzung der Erkenntnisse ist das ingenieurmässige *Denken in Gefährdungsbildern*. Die einfachen Lastmodelle der Bemessungsnorm genügen bei einer vertieften Überprüfung nicht mehr, sondern es ist notwendig, sich eine konkretere Vorstellung vom jeweils massgeblichen Gefährdungsbild zu machen. Dies bezieht sich sowohl auf die Anzahl Schwerfahrzeuge, welche den Verkehrslasten auf Bemessungsniveau entsprechen, als auch auf die massgeblichen Fahrzeugstellungen und -kombinationen für lokale Nachweise.

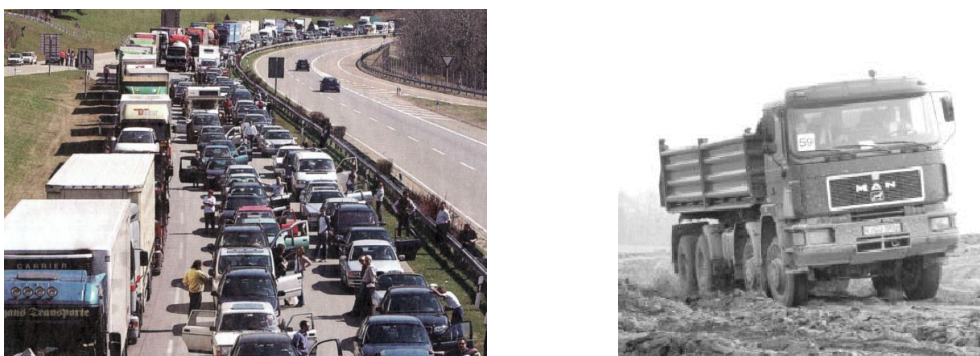


Bild 169: Links: Massgeblicher Lastfall für das primäre Tragsystem, rechts: schwere, kompakte Bautransporter sind aufgrund deren steifer Federung auch dynamisch gesehen die aggressivsten Fahrzeuge

Zur Veranschaulichung zeigt Bild 169 links eine hohe Konzentration von Verkehrslasten, die je nach Lage der Brücke mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit zu erwarten ist. Je nach Brücke braucht es noch wesentliche höhere Verkehrslasten, um die Tragsicherheit ernsthaft zu gefährden. Die Belastung durch ein Einzelfahrzeug ist in diesem Fall für die Brückenträger völlig bedeutungslos, auch wenn es zu massiver dynamischer Vergrösserung kommt. Die stärkste Anregung von Brücken ist durch schwere Fahrzeuge mit steifen Federungen zu warten. Schwere, kompakte Bautransporter erzeugen somit nicht nur die höchsten statischen Flächenlasten, sondern stellen aufgrund deren steifen Federung, konzipiert für unbefestigte Baupisten, auch dynamisch gesehen die aggressivsten Fahrzeuge dar (siehe Bild 169 rechts).

Für die Nachweise der Elemente der Fahrbahn ist die Verwendung des Vergrösserungsfaktors als Lastvergrösserungsfaktor angebracht. Es wird jedoch empfohlen, sich eingehender mit den möglichen Gefährdungsbildern auseinanderzusetzen, als dies in bisherigen Bemessungsnormen geschieht. Einzel-, Doppel- und Dreifachachsen unterscheiden sich nicht nur durch deren dynamisches Verhalten, sie weisen auch unterschiedliche statische Lasten auf und machen unterschiedliche Bruchmechanismen massgeblich.

Ein wesentliches Umdenken erfordert das Aufzeigen der Tatsache, dass es sich bei der *dynamischen Vergrösserung der Beanspruchung in Längsträgern* nicht nur um eine Lastvergrösserung, sondern mindestens ebenso um die *Wirkung der Schwingungen des Tragwerks* handelt. Das traditionelle Vorgehen, die Vergrösserung der Beanspruchung rein durch einen Lastvergrösserungsfaktor zu berücksichtigen, ist daher physikalisch gesehen falsch und führt nur in gewissen Fällen zu richtigen Resultaten. Es muss im Nachweis deutlich zum Ausdruck gebracht werden, dass die dynamische Vergrösserung der Beanspruchung in Längsträgern grundsätzlich eine Folge von Brückenschwingungen ist, deren Ursache die Anregung von Fahrzeugschwingungen durch Fahrbahnunebenheiten ist.

Für die Anwendung lässt sich folgern, dass korrekterweise nicht irgendein Fahrzeuggewicht in Form eines Bestandteils des Verkehrslastmodells zu vergrössern ist, sondern die *Gesamtbeanspruchung infolge aller Verkehrslasten*. Konkret sind damit die massgeblichen Schnittkräfte  $M_d(\gamma_Q \cdot Q_{\text{Verkehr}})$  und  $V_d(\gamma_Q \cdot Q_{\text{Verkehr}})$  gemeint, wobei  $Q_{\text{Verkehr}}$  alle Verkehrslasten des massgeblichen Gefährdungsbilds umfasst.



Die Untersuchungen haben klar gezeigt, dass Versuche mit leichten Einzelfahrzeugen auf relativ langen Brücken zu einer deutlichen Überschätzung der dynamischen Vergrößerung im Gebrauchszustand führen. Wird der Vergrößerungsfaktor zusätzlich anhand von Durchbiegungen bestimmt, so wird der Wert noch mehr überschätzt. Angesichts der Tatsache dass die Belastung durch ein Einzelfahrzeug für die meisten Brücken ohnehin irrelevant für die Tragsicherheit ist, sind *in Versuchen bestimmte Vergrößerungsfaktoren nicht direkt im Tragsicherheitsnachweis verwendbar*. Da der entscheidende Faktor für die dynamische Vergrößerung normalerweise die zu erwartenden Unebenheiten im Fahrprofil ist, wäre es zweckmässiger sich auf eine geeignete Erfassung der Fahrprofilunebenheiten zu konzentrieren.

Die Beschreibung der Fahrprofilunebenheit beruht in der Schweiz auf einer technisch veralteten Messmethode und erlaubt kaum Rückschlüsse auf die Anregung von Fahrzeugschwingungen. Daher lässt sich auf der Grundlage der vorliegenden Daten leider nur sehr wenig über die Wahrscheinlichkeit starker Unebenheiten aussagen. Die empfohlenen Vergrößerungsfaktoren beruhen entscheidend auf der Annahme, dass das hohe Qualitätsniveau der Fahrprofilunebenheit in der Schweiz weiterhin durch genügenden Unterhalt gewährleistet wird. Laut Auskunft der Verantwortlichen kann hiervon auf absehbare Zeit ausgegangen werden (Auskunft des Verantwortlichen für die Erhaltung der Kunstbauten, November 2002).

In der Norm SIA 160 (1989) wurde auf die Bedeutung der Fahrprofilunebenheiten hingewiesen, in deren Nachfolger wird darauf nicht mehr eingegangen. Es ist auch nicht ausreichend, in einer Bemessungsnorm für neue Bauwerke für dieses Thema zu sensibilisieren. Bei neuen Brücken ist die Belagsebenheit praktisch ohnehin gewährleistet. Viel wichtiger ist es, auf diesen Aspekt im Zusammenhang mit der Erhaltung und Überprüfung von Brücken hinzuweisen. Wie im Anhang gezeigt wird, gibt es auf dem Gebiet der Erfassung und Analyse von Unebenheiten bereits seit einiger Zeit die erforderlichen Geräte und Methoden, welche eine geeignete Behandlung der Thematik ermöglichen.

## 6.2 Nachweiskonzept

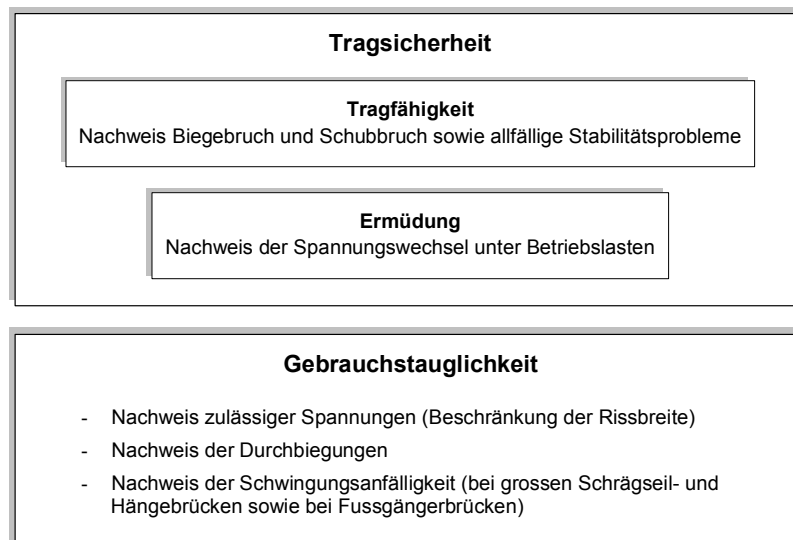


Bild 170: Definition der Begriffe im Rahmen des vorliegenden Berichts

Das vorgeschlagene Nachweiskonzept basiert einerseits auf der Unterscheidung zwischen lokaler und „globaler“ Belastung und andererseits auf der Unterscheidung zwischen Bruch- und Gebrauchsniveau. Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis werden mit dem Begriff „Tragsicherheitsnachweis“ zusammengefasst, welcher den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit gegenübergestellt wird. Die verwendete Begriffsdefinition wird in Bild 170 illustriert.

Auf die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit wird in der Folge nicht näher eingegangen. Weder beim Spannungs- noch beim Durchbiegungsnachweis spielen die extrem kurzzeitigen Vergrößerungen infolge von Schwingungen eine Rolle. Schwingungsprobleme bei grossen Schrägseil- und Hängebrücken sind im Einzelfall von Fachleuten zu lösen. Sofern eine Strassenbrücke auch als Fussgängerbrücken dient, muss über die Tragsicherheit hinaus der Komfort der Benutzer als Kriterium berücksichtigt werden.

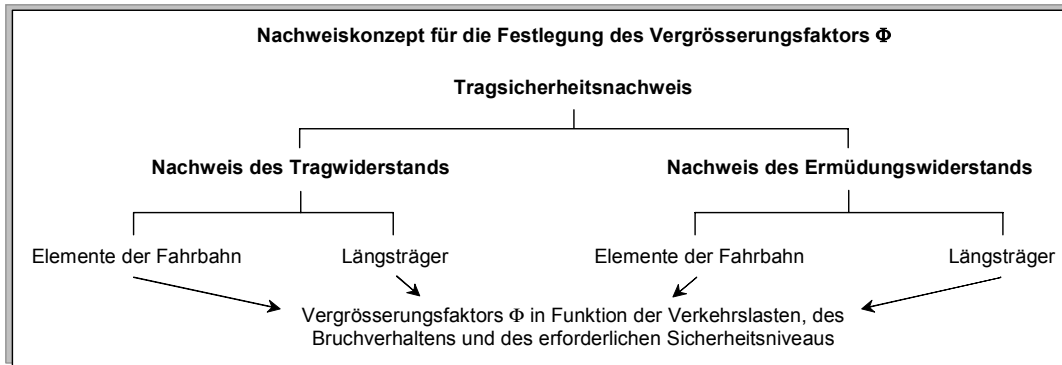


Bild 171: Überblick über das Nachweiskonzept

Die Unterscheidung sowohl zwischen Längsträgern und Elementen der Fahrbahn als auch zwischen Tragfähigkeit und Ermüdung ermöglicht es, differenzierte Gefährdungsbilder aufzustellen. Dadurch wird es möglich, das Bruchverhalten und das erforderliche Sicherheitsniveau in die Festlegung des Vergrößerungsfaktors einzubeziehen. Bei einer pauschalen Festlegung für das gesamte Bauwerk wäre dies nicht möglich. Auf den Einfluss der Überwachung und die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus wird nachfolgend noch näher eingegangen.

### 6.2.1 Berücksichtigung der Überwachung

Als Massnahme zur Gewährleistung einer ausreichenden Tragsicherheit ist neben baulichen Massnahmen auch eine gezielte Überwachung geeignet. In der Schweiz werden die Kunstbauten des Autobahnnetzes zumindest alle fünf Jahre im Rahmen von so genannten Hauptinspektionen auf deren Zustand hin untersucht. Die Inspektion beruht im Wesentlichen auf einer Sichtkontrolle, welche durch Fachleute ausgeführt wird. Um die Überwachung als Massnahme zur Gewährleistung der Tragsicherheit anrechnen zu können, muss ein unzureichender Trag- oder Ermüdungswiderstand daher *frühzeitig und deutlich sichtbar* sein.

Bei gewissen Bruchmechanismen ist es nicht möglich, diese frühzeitig zu erkennen. Dies betrifft sehr verformungsarme, „spröde“ Bruchmechanismen sowie Stabilitätsprobleme. Am Beispiel der *Ermüdung von Fahrbahnplatten*, die oft als mögliche Ursache eines Sprödbruchs angesehen wird, lässt sich zeigen dass die Klassifikation als sehr verformungsarm mit Vorsicht vorzunehmen ist. In Versuchen wurde beobachtet [Schläfli 1999], dass *Ermüdung auf Schub gegenüber Ermüdung auf Biegung für übliche Bewehrungsgehalten nicht massgeblich* wird. Aber sogar bei der *Schubermüdung* kommt es zu *ausgeprägten Verformungen* (siehe Bild 172 rechts), bis der erste Bruch eines Bewehrungsstabes eintritt. Auch dann ist das Tragvermögen noch nicht erschöpft, und bis zum Bruch des nächsten Stabes treten weitere Verformungen auf. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass sich ein Tragsicherheitsproblem der Fahrbahnplatte durch grosse Risse und Materialaustritt frühzeitig bemerkbar macht.

Gerade im Fall von Fahrbahnplatten wird oft eingewendet, dass Anzeichen einer Schädigung gar nicht visuell erkannt werden können, da sie unter dem Belag zu liegen kommen. Erfahrungen in anderen Ländern haben jedoch gezeigt [Schläfli 1999], dass es nicht zu lokalisierten Rissen am Ort des grössten negativen Moments unter dem Belag kommt, sondern dass die ganze Plattenunterseite von einem netzartigen Rissmuster überzogen wird (Bild 172 links). Dies erklärt sich dadurch, dass die Radlasten nicht nur quer sondern auch längs abgetragen werden. Da der Querschnittswi-

derstand in Längsrichtung deutlich geringer ist, treten die Risse zuerst in Querrichtung auf. Diese Risse sind gut an der Unterseite von Fahrbahnplatten zu erkennen. Durch die Schwächung der Kraftabtragung in Längsrichtung kommt es in der Folge zu Rissen in Längsrichtung, wodurch das erwähnte, netzartige Rissmuster zu Stande kommt.

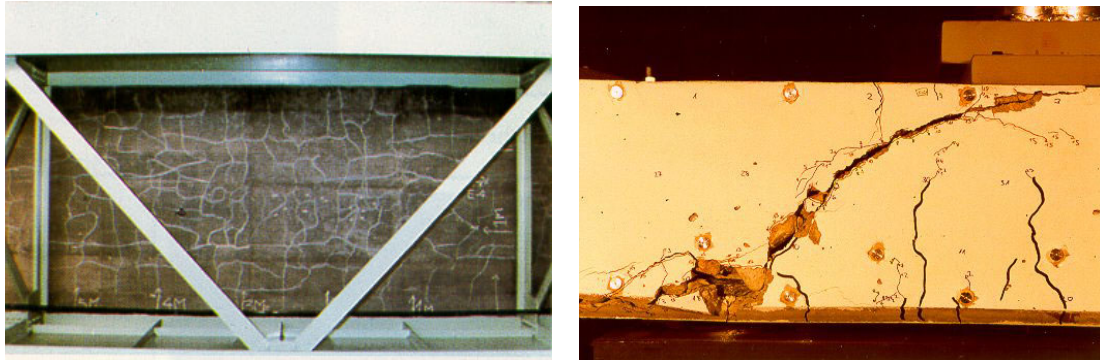


Bild 172: links: Rissbildung an der Unterseite einer Fahrbahnplatte infolge von ungenügendem Ermüdungswiderstand; rechts: Rissbildung im Querschnitt infolge von Schubermüdung [Schläfli 1999]

Es liegt grundsätzlich am Ingenieur, der mit der Überprüfung einer Brücke betraut ist, zu beurteilen ob bei einem bestimmten Tragwerksteil von einem unangekündigten Sprödbrech auszugehen ist. In der Folge wird die Wahl des Vergrößerungsfaktors davon abhängig gemacht, ob mit einem verformungsarmen oder verformungsreichen Bruch zu rechnen ist. Es wird auch zu einem gewissen Grad explizit berücksichtigt, dass sich verformungsreiche Versagensarten ankündigen. Es liegt am Ingenieur zu entscheiden, ob er die Überwachung bei der Wahl des Vergrößerungsfaktors oder auf eine andere Weise bei der Beurteilung der Tragsicherheit berücksichtigt.

Die Anrechnung der Überwachung als Massnahme zur Gewährleistung der Tragsicherheit lässt sich explizit in der folgenden Formel ausdrücken:

$$P_f = P_{TSN} (1 - P_{det})$$

$P_f$ : Versagenswahrscheinlichkeit

$P_{TSN}$ : Versagenswahrscheinlichkeit gemäss Tragsicherheitsnachweis

$P_{det}$ : Wahrscheinlichkeit der rechtzeitigen Erkennung einer ungenügenden Tragsicherheit

Die allgemeingültige Beziehung für die probabilistisch bestimmte Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich stark vereinfacht auf den deterministischen Tragsicherheitsnachweis übertragen. Entsprechend ergibt sich ein Sicherheitsquotient bei Überwachung  $\Gamma$  wie folgt:

$$\Gamma = \Gamma_{TSN} \cdot \frac{1}{1 - P_{det}} = \frac{R/\gamma_R}{S_d} \cdot \frac{1}{1 - P_{det}} \quad \text{Sicherheitsquotient bei Überwachung}$$

### 6.2.2 Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus

Die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus erfolgt primär in Abhängigkeit der Gefährdung von Menschenleben, das heisst der wahrscheinlichen Opferzahl (betroffene Personen bei Tragwerksversagen, Verletzte und Tote). Aufgrund einer Risikobetrachtung folgt, dass bei geringen Folgen für Leib und Leben ein geringeres Sicherheitsniveau akzeptiert werden kann als bei einem Versagen des ganzen Tragwerks unter voller Verkehrslast [Bailey et al. 2002]. Das Denken in konkreten Gefährdungsbildern erweist sich somit nicht nur im Hinblick auf die Bestimmung der Einwirkungen auf das Tragwerk, sondern auch im Hinblick auf die Auswirkungen eines allfälligen Versagens als sehr hilfreich.

Schäden am Tragwerk bzw. ein Tragwerksversagen gefährden nicht nur Leib und Leben der Benutzer, sondern können auch finanzielle Konsequenzen für den Betreiber sowie Folgeschäden an materiellen Gütern und der Umwelt zu Folge haben. Im Zusammenhang mit der Analyse der einzelnen

Gefährdungsbilder wird auch auf diesen Aspekt eingegangen, da er gerade im Zusammenhang mit der Erhaltungsplanung von grosser Bedeutung ist. Die finanzielle Seite hat jedoch keinen direkten Einfluss auf das erforderliche Sicherheitsniveau bzw. auf die empfohlenen Vergrößerungsfaktoren: Die den Lastnormen zu Grunde liegende Sicherheitsphilosophie besagt, dass Schutz von Leib und Leben vorgeht, auch wenn dies in Einzelfällen wirtschaftlich unsinnig erscheint [Schneider et al. 1982]. Wenn ein grosses Risiko für Leib und Leben besteht, müssen Massnahmen dagegen getroffen werden, und zwar unabhängig davon, ob diese wenig kosten oder teuer zustehen kommen. Umgekehrt rechtfertigen schwere Schäden an materiellen Gütern oder der Umwelt Massnahmen, auch wenn mit keiner unmittelbaren Gefährdung von Menschenleben zu rechnen ist.

### 6.3 Tragsicherheitsnachweis für Längsträger

Über den Vergrößerungsfaktor ist im Tragsicherheitsnachweis von Längsträgern primär zu berücksichtigen, dass Brückenschwingungen zu einer Vergrößerung der Schnittkräfte führen können. In der Vergangenheit beruhten die empfohlenen Vergrößerungsfaktoren auf Versuchsergebnissen, welche in der Schweiz in grosser Zahl vorliegen. Im Abschnitt 4 über die Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau wurde gezeigt, dass die Resultate von traditionellen Versuchen bei der Festlegung von Vergrößerungsfaktoren für den Tragsicherheitsnachweis nur von geringer Relevanz sind. Um eine massive Überschätzung der dynamischen Phänomene zu vermeiden, muss das System Fahrzeuge + Brücke für jene Szenarien untersucht werden, welche relevant für den Tragsicherheitsnachweis sind.

Im Tragsicherheitsnachweis geht es darum, ein fatales Versagen auch im Fall von extremer Belastung zu verhindern. Bei Längsträgern setzt sich diese Belastung aus einer seltenen Konzentration schwerer Lastwagen zusammen. Entscheidend ist somit, ob es in diesem Fall zu nennenswerten dynamischen Vergrößerungen kommt, sowie mit welcher Wahrscheinlichkeit damit gerechnet werden muss.

Aufgrund der Anregung durch normale Fahrbahnunebenheiten treten nennenswerte Schwingungen nur bei relativ hohen Geschwindigkeiten der Fahrzeuge auf. Je höher die Fahrgeschwindigkeit ist, desto grösser wird der Abstand zwischen den Autos und desto geringer fällt daher die totale Verkehrslast auf einer Brücke aus. Im Fall von speziellen Fahrbahnunebenheiten wie Schneeansammlungen, verlorenem Ladegut, usw. genügt auch eine geringe Fahrgeschwindigkeit, um starke Schwingungen zu erzeugen. Von einer lokalisierten Anregung sind jedoch nur ein oder allenfalls zwei Fahrzeuge betroffen, wobei das Auftreten eines Hindernisses ausgerechnet in der Nähe der Feldmitte einer Brücke unwahrscheinlich ist.

Als die wichtigsten Einflussfaktoren für den Vergrößerungsfaktor für Längsträger wurden der Anteil der Nutzlast an der Gesamtlast sowie die Anzahl der Fahrzeuge auf der Brücke identifiziert. Je höher die Verkehrslast auf der Brücke, desto geringer ist im Vergleich dazu die dynamische Vergrößerung. Personenwagen erhalten dabei nicht nur die Funktion eines Abstandhalters zwischen Schwerfahrzeugen, sondern tragen im Verhältnis zu ihrem Gewicht auch überproportional zur Dämpfung bei. Die Zahl der Fahrzeuge ist deswegen von so grosser Bedeutung, weil die Wahrscheinlichkeit einer synchronen Anregung rapide abnimmt, je mehr Fahrzeuge einen Längsträger belasten.

Die Grundfrequenz einer Brücke ist nur insofern relevant, als weiche Tragwerke schwingungsanfälliger sind. Da die Grundfrequenz ungefähr in Funktion der grössten Spannweite wächst, betrifft dies mittlere bis grosse Brücken. Bei diesen besteht der massgebliche Lastfall für den Nachweis der Tragfähigkeit jedoch aus sehr vielen Fahrzeugen. Daraus folgt, dass *weder die Grundfrequenz noch die Länge einer Brücke geeignete Kriterien zur Festlegung des Vergrößerungsfaktors* sind.

Es bietet sich jedoch an, den Vergrößerungsfaktor  $\Phi$  in Funktion der im jeweiligen Nachweis berücksichtigten Verkehrslast anzugeben (siehe Bild 173). Dadurch wird direkt zum Ausdruck gebracht, dass die dynamische Vergrößerung bei Einzelfahrzeugen maximal ist, während sie bei zahlreichen gleichzeitig wirkenden Fahrzeugen praktisch verschwindet. Die Angabe des Vergrösse-

rungsfaktors in Funktion der totalen Verkehrslast hat zudem den Vorteil, dass wichtige Informationen aus der statischen Tragwerksanalyse einfließen, die auch für die dynamische Vergrößerung von Bedeutung sind: In der Bestimmung der totalen Verkehrslast ist bereits berücksichtigt, um welchen Bruchmechanismus bzw. Tragsicherheitsnachweis es sich handelt und wie das massgebliche Gefährdungsbild aussieht. Zudem ist eine allfällige Aktualisierung der Verkehrslasten ebenfalls bereits eingeschlossen.

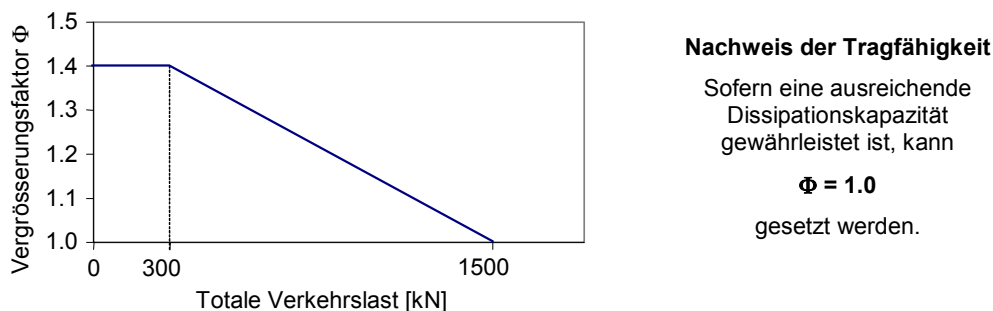


Bild 173: Empfohlener Vergrößerungsfaktor  $\phi$  für die Schnittkräfte von Längsträgern

Als *Maximalwert für den Vergrößerungsfaktor* wird  $\phi = 1.4$  angenommen. In diesem Wert ist berücksichtigt, dass der hohe „dynamische Beiwert“ von 1.8 gemäss SIA Norm 160 (1989) auf Durchbiegungsmessungen beruht, sowie dass ein Einzelfahrzeug nur für den Nachweis sehr kurzer Träger massgeblich wird, die aufgrund ihrer Steifigkeit wenig schwingungsanfällig sind und nur kurz von Fahrzeugen belastet werden. Mit diesem Wert wird auch eine mässige Belageebenheit im Bereich einer Brücke abgedeckt. Grössere Werte sind nur bei starken Fahrbahnebenenheiten zu erwarten, welche kurzweilige Schwankungen mit Höhendifferenzen von mehr als ca. 4 cm aufweisen.

Als *obere Grenze der Verkehrslast*, für welche noch mit dynamischer Vergrößerung gerechnet werden muss, wird *1500 kN* angenommen. Dies entspricht beispielsweise dem Gewicht von sechs Schwerfahrzeugen mit einem mittleren Gewicht von etwas mehr als 250 kN. Ausser im Fall einer stehenden Lastwagenkolonne (Bild 14, Seite 14) muss nicht damit gerechnet werden, dass sich die Verkehrslast nur aus Schwerfahrzeugen zusammensetzt. Daher wird angenommen, dass sich eine Verkehrslast als mehr als 1500 kN aus zu vielen Fahrzeugen zusammensetzt, als dass mit einer ernst zu nehmende Anregung zu rechnen ist.

Die Ermittlung der totalen Verkehrslast erfolgt anhand der gültigen Normen bzw. Empfehlungen. Für den *Nachweis der Tragfähigkeit* sind die *Lasten auf Bemessungsniveau*, also inklusive des Lastbeiwerts, zu verwenden. Für den *Ermüdungsnachweis* zählen die *Lastwerte auf Gebrauchsniveau*. Angewendet wird der Vergrößerungsfaktor korrekterweise auf die Schnittkräfte infolge von Verkehrseinwirkung, auch wenn ein Einsatz als Lastbeiwert dieselbe Wirkung hat.

Einen Spezialfall bilden *Bruchmechanismen*, bei denen eine *hohe Dissipationskapazität* nachgewiesen werden kann. Im Abschnitt über den Einfluss dynamischer Effekte auf Bruchniveau wurde gezeigt, wie das Bruchverhalten unter Berücksichtigung des Nutzlastverhältnisses und der Schwerkraftwirkung beurteilt werden kann. Dabei darf nicht ausser Acht gelassen werden, dass allfällige Rotationen, welche für die Umlagerung von Schnittkräften erforderlich sind, einbezogen werden müssen. Wenn die Dissipationskapazität nach allfälligen Rotationen immer noch genügt, um kinetische Energie von mehr als 50 % der Formänderungsarbeit infolge der Verkehrslasten zu dissipieren, kann  $\phi = 1.0$  gesetzt werden.

#### 6.4 Tragsicherheitsnachweis für Elemente der Fahrbahn

Die Elemente der Fahrbahn unterscheiden sich von Längsträgern durch den Umstand, dass das dynamische Verhalten des Tragelements keinen nennenswerten Einfluss auf den Vergrößerungsfaktor hat. Einerseits sind die elastischen Verschiebungen zu gering, um sich merklich auf das Ver-

halten des Fahrzeugs auszuwirken, andererseits haben diese Elemente kurze Einflusslängen. Sobald ein Fahrzeug mehr als ca. 5 m entfernt ist, wird dessen Einfluss kaum mehr wahrgenommen, was auch für die auf das Tragwerk übertragenen Schwingungen gilt.

Massgeblich für die Tragsicherheit der Elemente der Fahrbahn ist die lokale Beanspruchung durch einzelne Räder, Achsen oder Achsgruppen, je nach Spannweite des betrachteten Elements. Wie in diesem Bericht gezeigt wurde, können zahlreiche Umstände dazu führen, dass die Radkräfte variieren bzw. vom Kennwert abweichen. Die höchsten dynamischen Radkräfte sind bei der Fahrt über „spezielle“ Fahrbahnunebenheiten sowie bei Kurvenfahrt zu erwarten. Sie lassen sich zu einem gewissen Grad in Funktion von Art und Grösse der Unebenheit bzw. von Geschwindigkeit und Kurvenradius beschreiben. Genau gesehen verhält sich jeder Lastwagen etwas anders, und das Auftreten spezieller Fahrbahnunebenheiten ist nicht nur orts- sondern auch zeitabhängig. Da es unendlich viele Kombinationen von Fahrzeugen und Fahrbahnprofilen gibt, bzw. unendlich viele mögliche Bahnen von Fahrzeugen, lässt sich ein Vergrößerungsfaktor nicht präzise deterministisch ermitteln.

Für die Bemessung bzw. Überprüfung sind nur extrem schwere Achslasten relevant, die das Bauwerk in ungünstigster Lage beanspruchen. Damit die Tragsicherheit effektiv gefährdet ist, müssen sich mehrere Umstände kumulieren:

- Ein Lastwagen mit extrem hohen Achslasten fährt über die Brücke (sehr seltenes Ereignis).
- Szenario Kurvenfahrt: Der betreffende Lastwagen macht ein extremes Ausweichmanöver, das zu hohen Fliehkräften führt.
- Szenario stossartige Anregung durch spezielle Fahrbahnunebenheit: Der extrem schwere Lastwagen trifft auf der Brücke auf eine sehr ausgeprägte Fahrbahnunebenheit.
- Die Maximalkraft gemäss einer der zwei Szenarien tritt ausgerechnet an einem Bereich der Fahrbahn ein, welcher der ungünstigsten Lage gemäss Bemessung / Überprüfung entspricht.

Da es sich bereits beim ersten Punkt um ein extrem seltenes Ereignis handelt, welches den Grenzfall zwischen Betriebseinwirkung und aussergewöhnlicher Einwirkung darstellt, widerspricht es der Sicherheitsphilosophie auch bei den anderen zwei Punkten sehr seltene Fälle zu berücksichtigen. Daraus folgt, dass sich das *massgebliche Gefährdungsbild* für die Bestimmung des Vergrößerungsfaktors aus der *Fahrt eines extrem schweren Lastwagens über Fahrbahnunebenheiten mittlerer Amplitude* zusammensetzt.

Bezüglich des dynamischen Verhaltens ist zwischen Einzelachsen und Zweifach- und Dreifachachsgruppen zu unterscheiden. Dies lässt sich gut am Beispiel von Zweifachachsgruppen begründen. Die grössten dynamischen Achskräfte wurden – unabhängig von Achstyp – an Zweifachachsgruppen mit Waagebalkenaufhängung gemessen. Dieser Konstruktionstyp ermöglicht einen sehr zuverlässigen und wirksamen Lastausgleich, führt jedoch bei fehlendem oder ungenügendem Stossdämpfer zu starken Rotationsschwingungen. Das heisst jedoch, dass die dynamische Belastung der einen Achse zu einer äquivalenten Entlastung der anderen Achse führt. Es wäre somit falsch, den an einer Achse gemessenen Vergrößerungsfaktor auf beide Achsen gleichzeitig anzuwenden.

Achstyp	Tragfähigkeit	Ermüdung
	$Q_{d,1A} = \Phi \cdot 80 \text{ kN}$ $\Phi = 1.3$	$Q_{1A} = \Phi \cdot 50 \text{ kN}$ $\Phi = 1.4$
	$Q_{d,2A} = \Phi \cdot 70 \text{ kN}$ $\Phi_1 = 1.4$ $\Phi_2 = 1.1$	$Q_{2A} = \Phi \cdot 45 \text{ kN}$ $\Phi_1 = 1.6$ $\Phi_2 = 1.2$
	$Q_{d,3A} = \Phi \cdot 50 \text{ kN}$ $\Phi_1 = 1.1$ $\Phi_2 = 1.3$ $\Phi_3 = 1.1$	$Q_{3A} = \Phi \cdot 30 \text{ kN}$ $\Phi_1 = 1.2$ $\Phi_2 = 1.4$ $\Phi_3 = 1.2$

$Q_d$  : Lastwert pro Rad

**Nachweis der Tragfähigkeit**  
 Auch im Fall einer ausreichenden Dissipationskapazität kann der Vergrößerungsfaktor **nicht** vernachlässigt werden, da die Lastvergrößerung in zahlreichen Fällen unabhängig vom Bruchverhalten des Tragwerks ist.

Bild 174: Empfohlene Radlasten und Vergrößerungsfaktoren für lokale Belastung

Auch bei Dreifachachsen treten die dynamischen Kraftspitzen niemals gleichzeitig auf. Grundsätzlich kann mit geringeren Achskraftvergrößerungen als bei Zweifachachsgruppen gerechnet werden, es vergrößert sich jedoch das Risiko eines ungenügenden Lastausgleichs, was bei Versuchen in der Regel nicht abgedeckt wird. Die für den jeweiligen Achstyp empfohlenen Vergrößerungsfaktoren sind in Bild 174 zusammen mit den empfohlenen Kennwerten der Achslasten auf Bemessungsniveau aufgelistet. Sie stützen sich einerseits auf Radkraftmessungen, welche in Abschnitt 3.6 dokumentiert sind, sowie auf der Tatsache, dass der Vergrößerungsfaktor mit zunehmendem Fahrzeuggewicht abnimmt.



Bild 175: Beanspruchung einer Fahrbahnplatte durch zwei eng stehende Fahrzeuge (Foto eines Belastungsversuchs mit freundlicher Genehmigung des IS-Beton, EPFL)

Wie im Fall von Längsträgern ist bei Elementen der Fahrbahn damit zu rechnen, dass die massgebliche Belastung aus der Wirkung von mehr als einem Fahrzeug besteht. In der Regel ist das kritische Gefährdungsbild die Wirkung zweier sehr nahe gelegener Lastwagen (Bild 175). Die Wahrscheinlichkeit, dass zwei sehr schwere Lastwagen eine Brücke gerade an kritischer Stelle konzentriert belasten und zudem eine genügende Geschwindigkeit aufweisen um hohe dynamische Achskräfte zu erzeugen, ist jedoch gering. Um dieses Szenario nicht überzubewerten, werden für die Achslasten des zweiten Lastwagens die Mittelwerte gemäss Häufigkeitsverteilung (Bild 201, Seite 201) angenommen. Diese liegen ziemlich genau bei der Hälfte des Bemessungswerts in extremer Grösse.

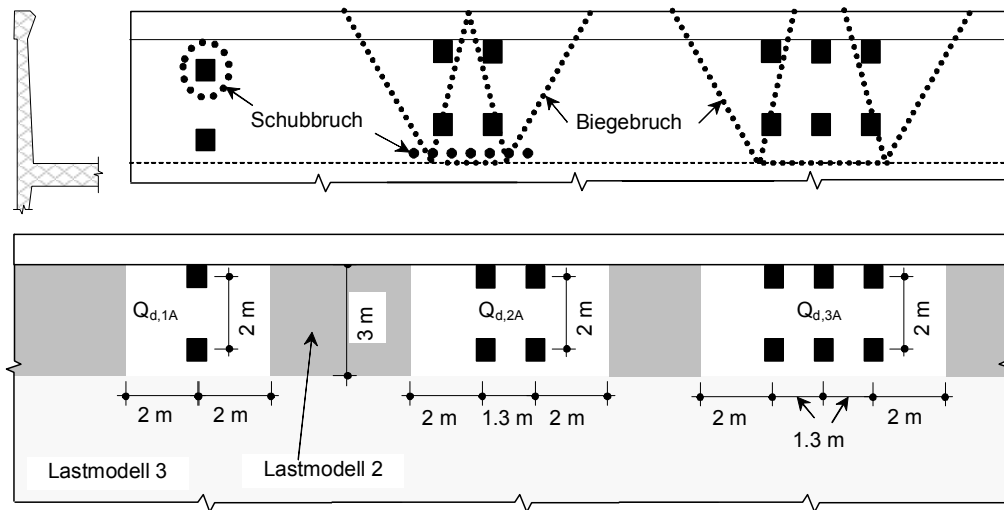


Bild 176: Lastanordnung für lokale Belastung einer Kragplatte (3 Lastfälle)

In Bild 176 und Bild 177 ist am Beispiel der Fahrbahnplatte gezeigt, wie die in Bild 174 aufgelisteten Achslasten beim Nachweis anzuordnen sind. Es ist durchaus möglich, dass je nach betrachtetem Tragelement und Bruchmechanismus auch andere Anordnungen als die dargestellten massgeblich werden. Es ist jedoch unwahrscheinlich, dass der dargestellte Abstand zwischen zwei Fahrzeugen (1 m von Mitte Aufstandsfläche zu Mitte Aufstandsfläche) unterschritten wird. Die Überlagerung der Achslasten mit verteilten Verkehrslasten ist in deren unmittelbarer Nähe (2 m vor und hinter der Achse) unbegründet.

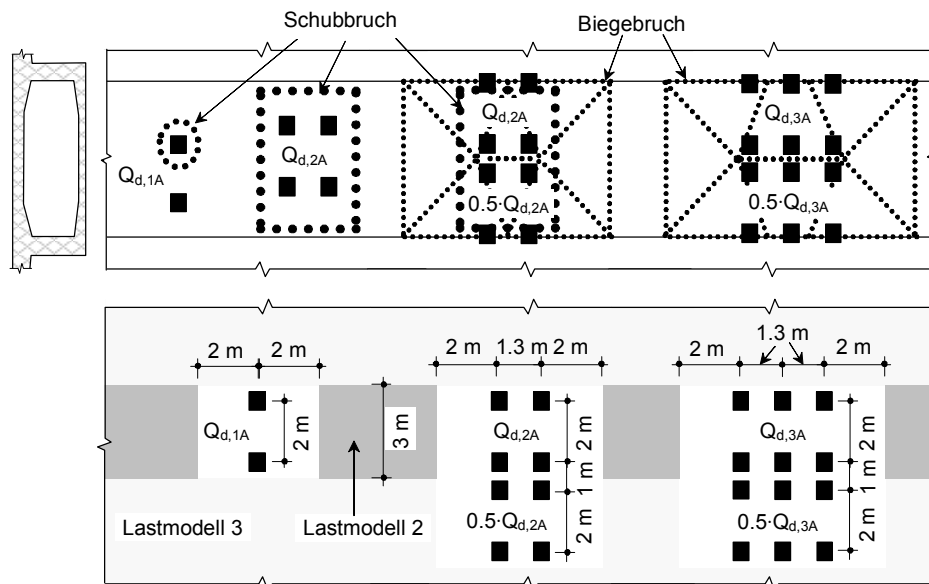


Bild 177: Lastanordnungen für lokale Belastung im Bereich zwischen den Stegen (3 Lastfälle)

Die dargestellten Lastmodelle sind im Vergleich zu den Verkehrslastmodellen der Norm SIA 160 (1989) differenzierter. Insgesamt sind für den Tragfähigkeitsnachweis einer Fahrbahnplatte 6 Lastfälle zu kontrollieren. Angesichts der heute verfügbaren Hilfsmittel zur statischen Berechnung bedeutet dies einen geringen rechnerischen Mehraufwand, der in keinem Verhältnis zum finanziellen Aufwand für die Verstärkung einer Fahrbahnplatte steht. Schliesslich erhält die Überprüfung der Fahrbahnplatte damit auch eine angemessene Bedeutung, denn im Falle des Längs-Tragsystems



werden bereits bei der Überprüfung eines Zweifeldträgers 4 Lastfälle untersucht (zwei für das Stützen- und Feldmoment und zwei für die Querkraft bei den Auflagern).

Die in Bild 177 angedeuteten Bruchmechanismen sollen nur symbolisch zum Ausdruck bringen, dass sich das Bruchverhalten in Abhängigkeit von der Lastkonfiguration ändert. Im Spezialfall der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen ist nicht mit einer vollständigen Ausbildung von Biegebrüchen zu rechnen, da bei starken Durchbiegungen die Membrankräfte in der Platte aktiviert werden, welche die Platte auf Biegung versteifen und die Schubfestigkeit kritisch werden lassen.

In den neusten Bemessungsnormen (Eurocode 1, SIA 261 (Swisscode)) wird der dynamische Vergrösserungsfaktor nur noch bei der Bemessung des unmittelbaren Umfelds der Fahrbahnübergänge explizit berücksichtigt. In diesem Bereich ist zweifelsohne mit stärkeren Fahrbahnunebenheiten und entsprechenden Achskraftvergrösserungen zu rechnen. Dies führt zu einer hohen Beanspruchung der entsprechenden Tragelemente, welche bei ungenügender Bemessung frühzeitig Schäden aufweisen. Hierbei handelt es sich jedoch weniger ein Problem der Tragsicherheit als ein Problem der Dauerhaftigkeit oder allenfalls der Verkehrssicherheit. Eine sehr robuste Gestaltung dieses Bereichs ist sinnvoll, um die Ausbildung starker Unebenheiten zu vermeiden. Das Vorsehen eines hohen lokalen Widerstands darf jedoch nicht dazu verführen, allfällige Unebenheiten in der Folge weniger ernst zu nehmen, da diese sich nicht nur auf die lokale Beanspruchung negativ auswirken. Im Rahmen der Erhaltung ist es wichtiger durch einen geeigneten Unterhalt eine möglichst ebene Fahrbahn zu gewährleisten, wodurch nicht nur die Tragsicherheit aller Tragelemente sondern auch die Verkehrssicherheit erhöht wird.

## 6.5 Erläuterungen zum Nachweis der Ermüdungssicherheit

### 6.5.1 Elemente der Fahrbahn

zu berücksichtigende Effekte:	permanente Fahrbahnunebenheiten, im Speziellen Fahrbahnübergänge, Fliehkraft bei gekrümmter Fahrbahn, Quergefälle; räumliche Wiederholbarkeit der maximalen dynamischen Radlasten
vernachlässigbare Effekte:	alle stark variablen „Einwirkungen“ wie Wind, spezielle Fahrbahnunebenheiten (Schlaglöcher), Unfälle usw.
Empfohlener Vergrösserungsfaktor:	siehe Bild 174, grundsätzlich bei ebener, gerader Fahrbahn niedriger als in der Nähe von Fahrbahnübergängen sowie für Aussenräder bei einer Brücke in einer Kurve
Bedeutung der Überwachung:	gross, da die Biege-Ermüdung bei Stahlbeton ein relativ verformungsreicher und gut erkennbarer Bruchmechanismus ist (Bewehrungsstäbe brechen einzeln); Schubermüdung ist äusserst unwahrscheinlich [Schläfli 1999]
Gefährdung von Menschenleben:	Ermüdungsschäden an Fahrbahnplatten stellen nur durch herabfallende Betonbrocken eine Gefahr für Menschen dar
Erforderliches Sicherheits-niveau (siehe Abschnitt 6.2.2):	gering
Potentieller Schaden am Bauwerk:	Rissbildung bis Herausstanzen grösserer Betonteile
Aufwand für Instandsetzung:	je nach Ausmass und Folgeschäden mittel bis gross (Verstärkung der Fahrbahnplatte nötig)

### 6.5.2 Längsträger

zu berücksichtigende Effekte	Anregung durch Fahrbahnunebenheiten
Empfohlener Vergrösserungsfaktor:	Vergrösserung der Schnittkräfte infolge der Verkehrslasten: abhängig von der Höhe der Nutzlast bzw. der Anzahl Fahrzeuge gemäss Gefährdungs-

tor:	bild für den Ermüdungslastfall, siehe Bild 173 (1.0 bis 1.4)
Bedeutung der Überwachung:	sehr gross, d. h. bei geeigneter Überwachung ist eine rechtzeitige Erkennung sehr wahrscheinlich, da dem Bruch frühzeitige Rissbildung vorausgeht; Wegen der geringen Häufigkeit extremer Ermüdungslasten kann von einer lange dauernden Bruchphase ausgegangen werden.
Gefährdung von Menschenleben:	abhängig von der Redundanz im Tragsystem; bei Trägerversagen ist mit einer grösseren Ansammlung von Menschen auf der Brücke zu rechnen
Erforderliches Sicherheits-niveau (siehe Abschnitt 6.2.2):	gering bei geeigneter Überwachung
Potentieller Schaden am Bauwerk:	bei frühzeitiger Erkennung gering
Aufwand für Instandsetzung:	mässig bis gross (Ersatz des Trägers)

## 6.6 Erläuterungen zum Nachweis der Tragfähigkeit (Bruchzustand)

### 6.6.1 Elemente der Fahrbahn, sprödes bzw. wenig duktilen Bruchverhalten

zu berücksichtigende Effekte:	alle
vernachlässigbare Effekte:	in der Regel sind nur Einzelfahrzeuge bzw. einzelne Achsgruppen massgeblich; Ausnahme: extreme Spannweiten
Empfohlener Vergrösserungsfaktor:	siehe Bild 174
Bedeutung der Überwachung:	gering, da eine frühzeitige Erkennung unwahrscheinlich ist
Gefährdung von Menschenleben:	bei dichtem Verkehr besteht die Gefahr eines folgenschweren Verkehrsunfalls
Erforderliches Sicherheits-niveau (siehe Abschnitt 6.2.2):	mittel
Potentieller Schaden am Bauwerk:	gering
Aufwand für Instandsetzung:	gering bis mittel, da im Gegensatz zu duktilem Bruchverhalten unter Umständen systematisch verstärkt werden muss

### 6.6.2 Längsträger, sprödes bzw. wenig duktilen Bruchverhalten

zu berücksichtigende Effekte:	Fahrbahnunebenheiten, Anzahl Fahrzeuge für massgeblichen Lastfall
Empfohlener Vergrösserungsfaktor:	Vergrösserung der Schnittkräfte infolge der Verkehrslasten: abhängig von der Höhe der Nutzlast bzw. der Anzahl Fahrzeuge gemäss Gefährdungsbild für den Bruchzustand, siehe Bild 173 (1.0 bis 1.4)
Bedeutung der Überwachung:	gering, da die Erkennung eines Tragsicherheitsproblems unwahrscheinlich ist
Gefährdung von Menschenleben:	je nach Systemredundanz mittel bis gross; bei Bruch infolge des Gefährdungsbilds Verkehr ist mit einer grossen Anzahl Menschen auf der Brücke zu rechnen
Erforderliches Sicherheits-niveau (siehe Abschnitt 6.2.2):	hoch bis sehr hoch
Potentieller Schaden am Bauwerk:	gross
Aufwand für Instandsetzung:	sehr gross, da ein Neubau in Betracht gezogen werden muss

### 6.6.3 Bauwerksteile mit ausreichender Dissipationskapazität

**Voraussetzung:** Der massgebliche Bruchmechanismus weist eine ausreichende Dissipationskapazität auf.

Elemente der Fahrbahn:	zu berücksichtigen: Kurvenfahrt (Umkippen), Vollbremsung vernachlässigbar: Schwingungen Vergrößerungsfaktor: siehe Bild 174
Längsträger:	vernachlässigbare Effekte: alle Vergrößerungsfaktor: 1.0
Bedeutung der Überwachung:	gross, da eine unzureichende Tragfähigkeit durch deutliche Verschiebungen angezeigt wird
Gefährdung von Menschenleben:	gering, sofern eine zuverlässige Überwachung gewährleistet ist; Sollte trotzdem ein Schaden eintreten, können sich betroffene Personen aufgrund der deutlichen Vorwarnung wahrscheinlich in Sicherheit bringen.
Erforderliches Sicherheits-niveau (siehe Abschnitt 6.2.2):	gering
Potentieller Schaden am Bauwerk:	abhängig vom betroffenem Tragelement
Aufwand für Instandsetzung:	abhängig vom betroffenem Tragelement, aber in der Regel begrenzt, da von einer extrem seltenen Überbelastung ausgegangen werden kann, und daher nur eine lokale Instandsetzung erforderlich ist

### 6.7 Zusammenfassung

Bild 178 zeigt einen Überblick über das Nachweiskonzept, zusammen mit den für den jeweiligen Fall empfohlenen Vergrößerungsfaktoren. Diese weisen insgesamt nur eine geringe Schwankung auf. Es muss jedoch berücksichtigt werden dass sie sich bei Längsträgern auf die Schnittkräfte infolge der Verkehrslasten beziehen und bei Elementen der Fahrbahn eigentliche Lastvergrößerungsfaktoren sind.

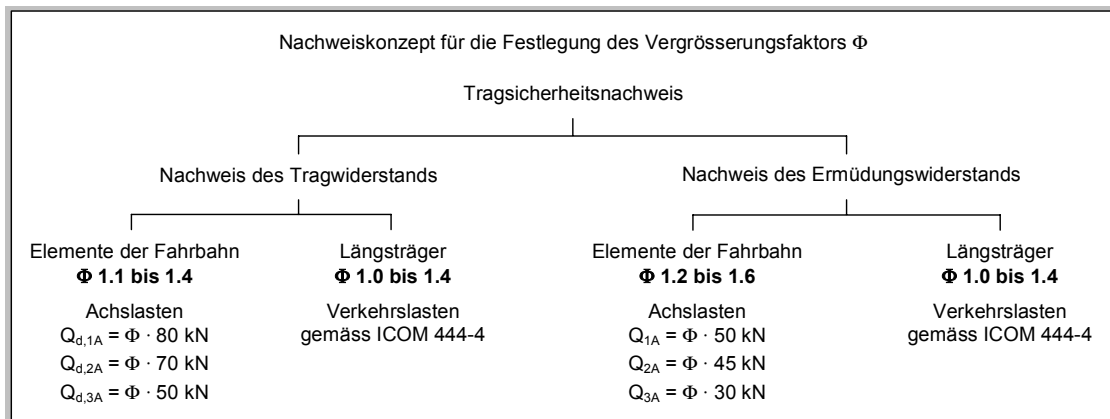


Bild 178: Überblick über das Nachweiskonzept mit dem Wertebereich der empfohlenen Vergrößerungsfaktoren

Wie aus Bild 178 ersichtlich ist, sind die empfohlenen  $\Phi$ -Werte speziell für Elemente der Fahrbahn für den Tragfähigkeitsnachweis etwas tiefer als für den Ermüdungsnachweis. Der Grund hierfür ist, dass für den Tragfähigkeitsnachweis sehr schwere Lastwagen relevant sind, welche geringere Achslastvergrößerungen aufweisen. Zudem ist im Zusammenhang mit der Ermüdung die räumliche Wiederholbarkeit extremer Radlastspitzen zu berücksichtigen, was speziell für die Fahrbahnplatte

im Bereich der Fahrbahnübergänge relevant ist, wo generell mit stärkeren Fahrbahnunebenheiten zu rechnen ist.

## 7 Folgerungen

### 7.1 Zusammenfassung

Da sich bereits am Anfang dieses Berichts eine kurze Zusammenfassung findet, und zudem die wichtigsten Ergebnisse jeweils am Ende eines Kapitels zusammengefasst werden, findet sich an dieser Stelle keine ausführliche Zusammenfassung.

Der Leitfaden für diese Doktorarbeit war die in der Einleitung formulierte Frage, wie die Tragsicherheit von bestehenden Strassenbrücken nachgewiesen werden kann, die gemäss gültigen Normen und Empfehlungen nicht als sicher eingestuft werden können, obwohl deren Verhalten keine Verstärkungsmassnahmen rechtfertigt. Von zentraler Bedeutung bei der Beantwortung dieser Frage war der Grundsatz, sich auf die für die Tragsicherheit massgeblichen Gefährdungsbilder zu beschränken.

In der **Einleitung** wird zuerst auf die Ausgangslage, Problemstellung und Relevanz der Arbeit eingegangen. Den unbefriedigenden Resultaten zahlloser Versuche wird dabei die grosse Bedeutung des Themas für bestehende Brücken gegenübergestellt. Bereits in der Einleitung werden Sicherheitsgrundsätze aufgestellt, die vor allem wegweisend bei der Erstellung des Nachweiskonzepts im Kapitel „Anwendung“ sind. Abschliessend bietet die Einleitung einen Überblick über den Aufbau des vorliegenden Dokuments.

Das **Kapitel 2** hat zum Ziel, *alle möglichen Szenarien* zu identifizieren welche durch einen Vergrösserungsfaktor abzudecken sind. Jedes Szenario wird qualitativ beschrieben und mittels einfacher Modelle quantitativ grob erfasst. Es wird aufgezeigt, welche Effekte mehr statischer und welche mehr dynamischer Natur sind, und wie stark sie vom Fahrzeuggewicht abhängen.

Die Analyse der Szenarien bestätigt, dass die Anregung durch Fahrbahnunebenheiten sehr wichtig ist, aber nicht das einzige Szenario mit namhaften Vergrösserungen darstellt. Im Speziellen wird auf die mögliche Überlagerung einzelner Effekte hingewiesen, wodurch auch an und für sich „harmlose“ Szenarien an Bedeutung gewinnen können. Die qualitative und quantitative Beschreibung der Effekte erlaubt es, deren Bedeutung im Einzelfall zu evaluieren.

Wenig Aussagen lassen sich aufgrund der vorliegenden Informationen zur Wahrscheinlichkeit gewisser Werte machen. Im Fall der Kurvenfahrt, bei der ohne weiteres hohe Radkraftvergrösserungen bei gleichzeitig reduzierter Aufstandsfläche auftreten können, wird auf Erkenntnisse der Fahrpsychologie zurückgegriffen, um gewisse Anhaltspunkte zu bekommen.

Im **Kapitel 3** wird eigens auf das wichtigste der in Kapitel 2 identifizierten Szenarien eingegangen, nämlich auf die Radkraftvergrösserung durch Fahrbahnunebenheiten. Da im darauf folgenden Kapitel zur Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau der Schluss gezogen wird, dass die Bedeutung des dynamischen Verhaltens von Brücken in der Vergangenheit stark überschätzt wurde, kommt diesem Abschnitt umso grössere Bedeutung zu.

Das Ziel der Analyse ist, die wichtigsten Zusammenhänge bei der Radkraftvergrösserung herauszuarbeiten, und im Speziellen auch das Verhalten von Mehrfach-Achsgruppen zu erfassen. Da es sich bei der Fahrzeugtechnik um ein sehr ausgereiftes Gebiet handelt, das zudem in ständiger Entwicklung begriffen ist, würde eine umfassende Behandlung der Fragestellung zu weit reichen. Die Analyse beschränkt sich daher auf wenige Modelle und ein Studium der Fachliteratur. Die Entwicklung der Modelle stützt sich auf eine umfangreiche Aufbereitung der relevanten Grundlagen der Fahrzeugdynamik sowie der Eigenschaften von Fahrbahnunebenheiten, welche im Anhang dokumentiert sind.

**Kapitel 4** geht auf jene Problemstellung ein, welche bereits in der Vergangenheit das Interesse unzähliger Forscher geweckt hat. Die eingehende Analyse zeigt, dass es sich bei der Wechselwirkung zwischen Fahrzeugen und Brücken auf Gebrauchsniveau um eine komplizierte, mechanische

Problemstellung handelt, bei der zahlreiche Phänomene auftreten. Aufgrund einer groben Abschätzung der Bedeutung der einzelnen Phänomene wird ein möglichst einfaches Modell gewählt, dessen Parameter in der Folge eingehend untersucht werden. Der Vergleich mit Messungen zeigt, dass sich mit dem Modell die wichtigsten Eigenheiten bei der Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke erfassen lassen. Die Analyse beschränkt sich dabei nicht auf die Wirkung eines einzelnen Fahrzeugs, sondern schliesst anhand einfacher Szenarien auch die Wirkung mehrerer Fahrzeuge in die Betrachtungen ein.

Aus den Erkenntnissen der Analyse des einfachen Modells werden Folgerungen sowohl für Längsträger als auch für Fahrbahnplatten von Strassenbrücken gezogen. Für Längsträger werden wichtige Schlüsse aus der Tatsache gezogen, dass es sich bei deren dynamischer Beanspruchung nur zu einem geringen Teil um die Wirkung der dynamischen Vergrößerung der Verkehrslasten handelt. Die Eignung von Durchbiegungsmessungen bei dynamischen Lastversuchen wird in Frage gestellt, und im Hinblick auf die Festlegung von Vergrößerungsfaktoren für den Nachweis der Querkraft werden grundlegende Überlegungen angestellt. Für Fahrbahnplatten wird demgegenüber anhand von Messungen gezeigt, dass das dynamische Verhalten des Tragwerks einen vernachlässigbaren Einfluss hat und daher direkt die Erkenntnisse aus dem Kapitel 3 zu Anwendung kommen.

Abschliessend wird auf die Frage eingegangen, welches Kriterium sich am ehesten für die Festlegung eines dynamischen Vergrößerungsfaktors eignet.

Da die Erkenntnisse aus dem Kapitel 4 nur für linear elastisches Verhalten der Brücke gelten, das im Bruchzustand sicher nicht gegeben ist, wird im **Kapitel 5** auf den Effekt dynamischer Vergrößerung auf Bruchniveau eingegangen. Da es sich um eine Fragestellung handelt, die in dieser Art vermutlich noch nie erforscht wurde, wird zuerst auf grundlegende Aspekte wie die Wirkung der Belastungsgeschwindigkeit und die Schwerkraftwirkung eingegangen. Anschliessend wird das Verhalten des Systems Fahrzeug + Brücke im Bruchzustand anhand einfacher Modelle analysiert und der Schluss gezogen, dass die dynamische Vergrößerung infolge von Fahrbahnunebenheiten vernachlässigt werden kann, wenn eine genügende Dissipationskapazität gegeben ist. In der Folge wird daher ausführlich auf die Frage eingegangen, ob bei Strassenbrücken mit einer genügenden Dissipationskapazität gerechnet werden kann und wie sich diese bestimmen lässt. Dies erfordert eine eingehende Analyse von wirklichkeitsnahen Versuchen und deren Interpretation.

Für das Szenario „Kurvenfahrt“ wird gezeigt, dass eine Dissipation der dynamischen Vergrößerung nicht möglich ist. Es wird jedoch untersucht, wie sich das Bruchverhalten auswirkt und wie gross entsprechend das Risiko eines Versagens ist. Auch bei diesem Szenario wirkt sich duktiler Bruchverhalten sehr günstig aus, da es den Bruch um entscheidende Zehntelsekunden verzögern kann, auch wenn die Einwirkung deutlich über den Widerstand liegt.

Abschliessend werden theoretische Überlegungen zum wahrscheinlichen Bruchverhalten angestellt. Es wird geschlossen, dass im Fall von Trägern von einem Biegeversagen und nicht von einem Schubbruch ausgegangen werden kann.

Im **Kapitel 6** erfolgt die Umsetzung der gewonnenen Erkenntnisse in Form eines Nachweiskonzeptes. Die wichtigsten Erkenntnisse der vorangehenden Kapitel werden noch einmal zusammengefasst und Grundsätze zu deren Umwendung formuliert. Die Unterscheidung des Nachweises von Längsträgern und Elementen der Fahrbahn ermöglicht es, differenzierte Gefährdungsbilder zu entwickeln und Risikobetrachtungen einzubeziehen. Auf dieser Grundlage werden Vergrößerungsfaktoren empfohlen, wobei neben der lokalen und „globalen“ Beanspruchung auch zwischen dem Nachweis der Tragfähigkeit und des Ermüdungswiderstands unterschieden wird.

Eine kurze Zusammenfassung sämtlicher Abschnitte findet sich in **Kapitel 7**. Ausserdem werden die aus wissenschaftlicher Sicht wichtigsten Erkenntnisse in Form von Thesen formuliert und kurz erläutert. Ergänzt wird das Kapitel mit Vorschlägen zu weiterführender Forschung im Bereich der behandelten Problemkreise.

Der Anhang umfasst wichtige Grundlagen zum Hauptteil der Arbeit und ist in 5 Kapitel gegliedert. Zuerst wird der **Stand der Forschung** zusammengefasst, wobei zwischen Arbeiten vor 1990 un-

terschieden wird, die bereits in anderen Arbeiten aufgearbeitet wurden, und Arbeiten neueren Datums. Die grosse Zahl an bestehenden Arbeiten macht es deutlich, dass ein Rückblick unerlässlich ist um herauszufinden, welche wissenschaftlichen Fragestellungen noch nicht gelöst sind. Das Studium der wissenschaftlichen Erkenntnisse auf dem Gebiet wird ergänzt durch einen Überblick über Normenvorschriften zur Erfassung der dynamischen Vergrösserung von Verkehrslasten im Tragsicherheitsnachweis.

Im Abschnitt „**Verkehrslasten auf Strassenbrücken**“ wird versucht, sich ein Bild von der Zusammensetzung der Verkehrslasten auf den Schweizer Strassen zu machen. Anschliessend wird auf die Modellierung von Verkehrslasten eingegangen und die in der Schweiz verwendeten Modelle den Verkehrslastmodellen in anderen Ländern gegenübergestellt.

Neben der Modellierung von Verkehrslasten ist die Festlegung der Lastkennwerte von grosser Bedeutung. Es wird detailliert auf die Festlegung der Lastkennwerte in Schweizer Normen eingegangen und aufgrund einer Gegenüberstellung mit realen Fahrzeugen geschlossen, dass die Normen sehr konservative Annahmen treffen. Einer Aktualisierung der Kennwerte beim Tragsicherheitsnachweis bestehender Brücken kommt daher grosse Bedeutung zu.

Der wichtigste Teil dieses Kapitels ist die Ermittlung von Lastkennwerten in Abhängigkeit des Achstyps. Es werden Probleme bei der Ermittlung von Lastkennwerten geschildert und das gewählte Verfahren genau dokumentiert. Ergänzt werden die ermittelten Werte durch Linienlasten für typische Kraftfahrzeuge.

Das folgende Kapitel mit „**Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Schwerfahrzeugen**“ dient als Grundlage für die in den Abschnitten 3, 4 und 5 verwendeten Fahrzeugmodelle. Daher sind die Ausführungen auf jene Elemente beschränkt, welche für die Simulation der vertikalen Radkräften von Bedeutung sind. Das Verhalten von Aufhängungen und Reifen wird erklärt, und repräsentative Werte für deren quantitative Erfassung werden dokumentiert. Neben der Einführung in die Modellierung von Fahrzeugen finden sich einige Grundsätze zu Entwicklung geeigneter Fahrzeugmodelle.

Im Abschnitt „**Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Strassenbrücken**“ wird auf einige grundlegende Aspekte der Brückendynamik eingegangen. Zentral sind dabei die Begriffe der Eigenschwingungsform und Eigenfrequenz, welche das dynamische Verhalten eines Tragwerks charakterisieren. Diese stehen in engem Zusammenhang mit der Steifigkeits- und Massenverteilung. Anhand einfacher Beispiele wird illustriert, wie sich lokale Veränderungen der Steifigkeit und der Masse auf das dynamische Verhalten auswirken.

Als wichtigste Kennzahl zur Charakterisierung des dynamischen Verhaltens einer Brücke dient die Grundfrequenz, welche mit zunehmender Masse und abnehmender Steifigkeit abnimmt. Von eher untergeordneter Bedeutung bei Brücken ist die Dämpfung, welche zumeist nur Werte in der Grössenordnung von 1% erreicht. Aus diesem Grund kann es bei Resonanz, das heisst bei der Anregung in der Grundfrequenz, zu sehr starken Vergrösserungen kommen. Der in diesem Zusammenhang übliche Verweis auf die Tacoma-Narrows Brücke in den USA wird relativiert. Aus der Zerstörung dieser Brücke allgemein auf eine Gefahr durch Resonanz zu schliessen, ist völlig verfehlt, da es sich bei der Tacoma-Narrows Brücke um eine aussergewöhnlich schlanke und aerodynamisch instabile Konstruktion handelte.

Auf das dynamische Verhalten von Fahrbahnplatten wird eigens eingegangen, da dazu nur wenige Erkenntnisse vorliegen. Ein weiteres Spezialthema ist der Einfluss instationärer Schwingungen, welcher im Zusammenhang mit der Natur einer Schwingung als stehende Welle steht und sich vor allem bei Fahrbahnplatten und langen Viadukten bemerkbar macht. Im Hinblick auf die Belastung einer Brücke durch bewegte Fahrzeuge wird der Zusammenhang zwischen dem Ort der Anregung und der Reaktion der Brücke dargestellt. Wie im Kapitel zur Fahrzeugdynamik werden abschliessend typische Werte für die Beschreibung des dynamischen Verhaltens dokumentiert.

Als letztes findet sich das Kapitel „**Fahrbahnunebenheiten**“, in dem auf Eigenheiten sowie die geeignete Beschreibung von Fahrbahnunebenheiten eingegangen wird. Zentral ist dabei die Unter-

scheidung zwischen „normalen“ und „speziellen“ Fahrbahnunebenheiten. Beispiele von in der Schweiz gemessenen Fahrbahnunebenheiten werden gezeigt und analysiert. Für beide Arten von Fahrbahnunebenheiten wird schliesslich auf mögliche Modelle eingegangen.

## 7.2 Thesen

Wie es das französische Wort „Thèse“ ausdrückt, geht es bei einer Doktorarbeit nicht zuletzt darum, wissenschaftliche Erkenntnisse zu erarbeiten und als Thesen zu formulieren. Das heisst, aufgrund der erworbenen Kenntnisse werden Feststellungen getroffen, die auf gewissen Annahmen beruhen und mehr oder weniger allgemeingültig sind. Bei den nachfolgend aufgestellten Thesen handelt es sich teilweise um trivial erscheinende Feststellungen, für deren Begründung es nicht dreijähriger Forschung bedarf. Wie die Bemerkungen zu den Thesen zeigen, haben diese Feststellungen jedoch weitreichende Konsequenzen, die in dieser Arbeit klar zum Ausdruck gebracht werden.

### **1. Bei der Festlegung von Vergrößerungsfaktoren handelt es sich in erster Linie um ein Sicherheitsproblem.**

Im Gegensatz zu den statischen Verkehrslasten steht die Gefährdung durch die dynamische Vergrößerung in Zusammenhang mit dem Verhalten des Bauwerks. Dementsprechend ist bei der Festlegung geeigneter Vergrößerungsfaktoren das System Fahrzeug + Brücke zu betrachten. Dies gilt insbesondere für Nachweise auf Bruchniveau. Durch die Verknüpfung des Vergrößerungsfaktors mit dem Verhalten des Bauwerks fliessen die unterschiedlichsten Aspekte in dessen Bestimmung ein, die weit über die rein mechanische Fragestellung hinausgehen.

Grundsätzlich stellt sich nicht die Frage, mit welchen Vergrößerungsfaktoren im Maximum zu rechnen ist, sondern durch welchen das Risiko infolge eines Tragwerksversagens auf einen gesellschaftlich akzeptierten Wert beschränkt bleibt. Dementsprechend wurden für die Festlegung der empfohlenen Vergrößerungsfaktoren Gefährdungsbilder betrachtet und die wahrscheinlichen Konsequenzen eines Tragwerksversagens berücksichtigt.

### **2. Mit einem Vergrößerungsfaktor sind nicht nur die Wirkungen von Fahrbahnunebenheiten abzudecken**

Die Analyse aller möglichen Szenarien mit Radkraftvergrößerungen zeigt, dass nicht nur die Anregung durch Fahrbahnunebenheiten bedeutende Vergrößerungsfaktoren begründet. Es kommt zwar in den anderen Fällen nicht zu einer Vergrößerung des Fahrzeug-Gesamtgewichts, aber gerade bei der Kurvenfahrt zu einer bedeutenden Vergrößerung der lokalen Beanspruchung. Bei den meisten Szenarien hat das Verhalten des Tragwerks keinen Einfluss auf die Vergrößerung.

### **3. Nur Effekte für diejenigen Einwirkungen sind relevant, welche die Tragsicherheit effektiv in Frage stellen**

Diese These bezieht sich einerseits auf die reine Lastvergrößerung und andererseits auf die Vergrößerung der Beanspruchung durch Tragwerksschwingungen. Bei der Analyse der Radkraftvergrößerung durch Fahrbahnunebenheiten wurde gezeigt, dass schwerere Fahrzeuge bzw. höhere Achslasten geringere dynamische Vergrößerungen ergeben. Die dynamische Vergrößerung relativ zur statischen Achslast nimmt ab, wenn ein Fahrzeug schwerer beladen wird. Dieses Erkenntnis ist nicht neu, doch sie wurde bei der Festlegung von Vergrößerungsfaktoren für Strassenbrücken noch nicht explizit berücksichtigt.

Die analoge Erkenntnis resultierte aus der Analyse der Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau. Es liegt im Wesen von schwach gedämpften Tragwerken, dass bereits mit sehr geringen Kräften starke Schwingungen erzeugt werden können. Dementsprechend ergeben relativ leichte Fahrzeuge auf langen Brücken grosse Vergrößerungsfaktoren. Absolut gesehen ist jedoch die dynamische Beanspruchungen einer Brücke durch leichte Fahrzeuge auch für noch so hohe Vergrößerungsfaktoren vernachlässigbar.



Vorsicht geboten ist jedoch bei gewissen Szenarien, bei denen die Vergrößerung unabhängig von Fahrzeuggewicht ist. Dies betrifft beispielsweise die Gewichtsverlagerung durch Fahrbahngefälle oder infolge von Horizontalbeschleunigung. Diese Szenarien ergeben jedoch geringere Vergrößerungsfaktoren und müssen genauso wenig in extremer Ausprägung berücksichtigt werden wie die Anregung durch Fahrbahnunebenheiten.

#### **4. Die dynamische Wirkung von Verkehrslasten lässt nicht von deren statischer Wirkung trennen.**

Bei der experimentellen oder analytischen Bestimmung von Vergrößerungsfaktoren muss immer darauf geachtet werden, auf welche Verkehrslast sich der ermittelte Wert bezieht. Dies betrifft nicht nur die Höhe der Last, deren Einfluss gemäss These 3 sehr gross ist, sondern auch deren Zusammensetzung. Die Vergrößerung einer Achslast darf genauso wenig auf das Gesamtgewicht des Fahrzeugs übertragen werden, wie die Vergrößerung der Durchbiegung eines Brückenträgers auf eine Achslast (siehe Bild 179). Es muss immer das System Brücke + Fahrzeug(e) betrachtet werden. Die Ergebnisse für ein Einzelfahrzeug sind nicht auf die Belastung durch mehrere Fahrzeuge übertragbar. Die Festlegung von Vergrößerungsfaktoren für den Tragsicherheitsnachweis muss daher auf die Verkehrslastmodelle abgestimmt sein, oder die Verkehrslastmodelle für die Anwendung von Vergrößerungsfaktoren angepasst werden.

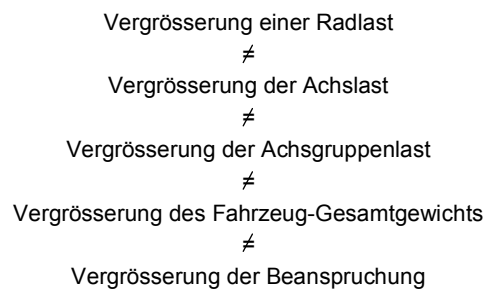


Bild 179: Illustration zur These 4

#### **5. Bei Mehrfach-Achsgruppen tritt die maximale Achskraftvergrößerung nicht bei allen Achsen gleichzeitig auf.**

Dieser Zusammenhang wird relevant, wenn beim Tragsicherheitsnachweis zwischen verschiedenen Achstypen differenziert wird. In den gültigen Schweizer und Europäischen Normen wird eine Doppelachse zur Erfassung der Wirkung konzentrierter, schwerer Radkräfte berücksichtigt. Dabei wird in der Schweiz für beide Achsen der gleiche, sehr hohe Vergrößerungsfaktor vorgeschrieben. Im Fall von Fahrbahnplatten führt dies zu einer deutlichen Überschätzung der massgeblichen Beanspruchung.

#### **6. Entscheidend für die Auswirkung ist die Einwirkung**

Generell verhält sich ein Tragwerk wie ein Filter, bei dem die Filterfunktion durch das Tragwerkverhalten bestimmt ist. Voraussetzung für eine starke Auswirkung ist jedoch primär eine starke Einwirkung und nicht der genaue Verlauf der Filterfunktion. Es ist zwar richtig, dass sich weichere Tragwerke stärker verformen als steife, aber die wichtigste Voraussetzung für eine Verformung ist eine Einwirkung und nicht die Steifigkeit. Im konkreten Fall sind dies bei statischer Belastung die Verkehrslasten, und bei dynamischer Einwirkung die Anregung des Systems durch das Fahrbahnprofil bei der jeweiligen Fahrgeschwindigkeit. Während im statischen Fall niemals eine Durchbiegung angegeben wird, ohne die aufgebrachten Lasten zu spezifizieren, werden dynamischen Vergrößerungsfaktoren gerne angegeben, ohne das für die Anregung verantwortliche Fahrbahnprofil zu charakterisieren.

#### **7. Der Einfluss des dynamischen Verhaltens der Brücke, insbesondere die Bedeutung des „Resonanzeffekts“, wurde in der Vergangenheit generell überschätzt.**

Bereits einfache, analytische Modelle zeigen, dass die dynamische Vergrößerung bei Längsträgern von mittleren bis grossen Brücken praktisch vernachlässigt werden kann. Der massgebliche Lastfall besteht aus vielen, dicht gepackten Fahrzeugen die sich naturgemäss sehr langsam bewegen und im Ganzen nur unwesentlich angeregt werden. Die dynamische Vergrößerung ist somit nur für kurze Brücken und Elemente der Fahrbahn relevant. Die betreffenden Tragelemente sind verhältnismässig steif und haben kurze Einflusslinien. Im Normalfall werden sie sehr schnell überquert, wodurch nur wenige Anregungszyklen auftreten. Sie treten mit dem Fahrzeug kaum in Wechselwirkung, da das Frequenzverhältnis zu den Aufbauschwingungen von Fahrzeugen sehr gross ist, und Achsschwingungen ein geringes Gewicht haben und sehr stark gedämpft werden. Folglich gilt es im Wesentlichen, die wahrscheinlichen Fahrbahnunebenheiten und die Auswirkung auf die massgeblichen Fahrzeuge zu bestimmen.

Die Analyse von stark vereinfachten Modellen des Systems Fahrzeug + Brücke legt nahe, dass der „Resonanzeffekt“ nur bei Fahrzeugen auftritt, welche im Vergleich zur effektiven Brückenmasse sehr leicht sind. Im Allgemeinen kommt es weniger auf das Frequenzverhältnis zwischen den Eigenfrequenzen von Fahrzeug und Brücke als viel mehr auf die absolute Steifigkeit des Fahrzeugs an. Je steifer das Fahrzeug ist, desto weniger werden Fahrbahnunebenheiten abgefedert und desto stärker die Brücke angeregt. Noch wichtiger als die Steifigkeiten bzw. die Eigenfrequenzen sind jedoch die Anregung und das Fahrzeuggewicht.

**8. Wenn die dynamische Vergrößerung zu einem grossen Teil durch Brückenschwingungen hervorgerufen wird, ist es physikalisch inkorrekt, die dynamische Vergrößerung durch Lastfaktoren für konzentrierte Lasten zu berücksichtigen.**

Wenn die dynamische Vergrößerung massgeblich durch Brückenschwingungen beeinflusst wird, dann handelt es sich nur zum Teil um eine Lastvergrößerung des Fahrzeugs. Die Beanspruchung setzt sich daher aus der Wirkung der dynamisch vergrösserten Radkräfte und der Trägheitskraft des Tragwerks zusammen. Im Gegensatz zur konzentrierten Belastung durch ein Fahrzeug verteilt sich die Beanspruchung durch die Trägheitskraft besser. Am massgeblichen Querschnitt für den Nachweis der Querkraft treten daher wesentlich geringere Beanspruchungen auf, als sie bei reiner Lastvergrößerung von Einzellasten resultieren.

**9. Durchbiegungsmessungen führen bei dynamischen Lastversuchen zur Überschätzung der dynamischen Vergrößerung der Beanspruchung, wenn es zu massgeblicher Anregung von Tragwerksschwingungen kommt.**

Sobald eine Brücke bei der Überfahrt eines Fahrzeugs zu Schwingungen angeregt wird, ändert sich die Lastkonfiguration. Zusätzlich zu den konzentrierten Radkräften des Fahrzeugs wirkt die Trägheitskraft des Tragwerks. Da die Trägheitskräfte viel stärker den Charakter einer verteilten Last als das Fahrzeug haben, sind die Krümmungen und damit die Spannungen im Tragwerk bei gleicher Durchbiegung deutlich geringer. Im Gegensatz zu Durchbiegungsmessungen ergeben Dehnungsmessungen ein korrektes Bild der dynamischen Vergrößerung der Beanspruchung.

**10. Weder die Länge einer Brücke / Spannweite noch die Grundfrequenz sind geeignete Kriterien zur Festlegung von Vergrößerungsfaktoren.**

Gemäss These 4 ist das wichtigste Kriterium für die zu erwartende, dynamische Beanspruchung die Einwirkung. Diese besteht einerseits aus den Verkehrslasten und andererseits aus dem Fahrbahnprofil. Wenn man voraussetzt, dass für alle Brücken die gleichen Anforderungen an die Ebenheit der Fahrbahn gelten, dann entfällt die Grösse der Fahrbahnunebenheiten als Kriterium. These 3 besagt, dass bei der Festlegung des Vergrößerungsfaktors das Gefährdungsbild berücksichtigt werden muss, für das der Nachweis erfolgt. Je höher die Verkehrslast in diesem Gefährdungsbild ist, desto geringer sind die darauf bezogenen dynamischen Vergrößerungen. Weder die Länge / Spannweite noch die Grundfrequenz einer Brücke stehen in einem Zusammenhang mit den Verkehrslasten. Bei der Grundfrequenz handelt es sich nur um einen Hinweis auf die Steifigkeit, und mit einer Länge lassen sich nicht auch die Breite, Torsionssteifigkeit sowie die Lastanordnung gemäss Lastfall berücksichtigen

**11. Bei der Festlegung von Vergrößerungsfaktoren für den Tragsicherheitsnachweis von Fahrbahnplatten ist das dynamische Tragwerksverhalten vernachlässigbar.**

Aufgrund der Steifigkeit und der kurzen Einflusslängen von Fahrbahnplatten ist durch Vergrößerungsfaktoren nur die dynamische Vergrößerung der Radkräfte zu berücksichtigen. Da die Fahrbahnplatte nicht zu nennenswerten Schwingungen angeregt wird, beeinflusst das dynamische Tragwerksverhalten die Radkraftvergrößerung praktisch nicht.

Dies trifft jedoch **nicht** für das „statische“ Verhalten von Fahrbahnplatten zu. Wenn es zu bleibenden Verformungen infolge von Schäden am Belag oder in der Fahrbahnplatte kommt, dann kann es zu starker Koppelung zwischen der Schädigung und der dynamischen Einwirkung kommen. Die Folge sind Ermüdungsbrüche oder inkrementelles Versagen.

Aus diesem Grund wurden die Bedeutung des Unterhalts zur Gewährleistung einer ausreichenden Belageebenheit unterstrichen und relativ konservative Werte für die Radkraftvergrößerung empfohlen.

**12. Dynamische Lastversuche eignen sich nicht für die Festlegung von Vergrößerungsfaktoren.**

Auch wenn die dynamische Beanspruchung über Dehnungsmessungen erfasst wird (vergleiche These 9), gelten Versuchsergebnisse nur für die gerade angetroffenen Fahrbahnunebenheiten und die verwendeten Fahrzeuge. Gemäss These 3 müssen dabei wesentlich mehr und schwerere Fahrzeuge als in herkömmlichen Versuchen eingesetzt werden, um einigermaßen relevante Ergebnisse zu erhalten. Die Messungen dürfen sich nicht auf die Dehnungen des Bauwerks an einigen wenigen Stellen beschränken, sondern müssen die auf die Fahrbahn wirkenden, dynamischen Radkräfte durchgehend erfassen. Die Wirkung schwerer Einzel-, Doppel- und Dreifachachsen müsste gleichermassen einbezogen werden. Um diesen Anforderungen zu entsprechen, ergäben sich ein zu grosser Aufwand und eine zu hohe Beanspruchung des Tragwerks, um Lastversuche praktikabel zu machen.

**13. Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf das Bruchverhalten ist im Fall von dynamischen Verkehrslasten grossteils vernachlässigbar.**

Einerseits ist aus der Werkstofflehre bekannt, dass die Dehngeschwindigkeit einen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Dies beruht auf dem zeitabhängigen Verformungsverhalten von Werkstoffen und lässt sich an rheologischen Werkstoffmodellen nachvollziehen. Andererseits sind Verkehrslasten auf Brücken grundsätzlich in Bewegung, und die dynamische Komponente der Belastung ist vor allem bei der Fahrt über Hindernisse durch hohe Belastungsgeschwindigkeiten charakterisiert. Ein Vergleich der maximalen Belastungsgeschwindigkeiten mit relevanten Dehngeschwindigkeiten zeigt jedoch, dass im Fall von dynamischen Verkehrslasten die Beanspruchungsgeschwindigkeit nicht so hoch ist, dass das Werkstoffverhalten geschwindigkeitsabhängig wird. Es kann folglich mit dem gleichen Bruchverhalten wie unter quasistatischer Belastung gerechnet werden.

**14. Bei der Bestimmung der Dissipationskapazität ist die Schwerkraftwirkung zu berücksichtigen.**

Im Gegensatz zur Beanspruchung eines Tragwerks durch Erdstösse wirken dynamische Verkehrslasten in der gleichen Richtung wie die Schwerkraft. Dies hat zur Folge, dass das Tragvermögen zur Aufnahme von Nutzlasten durch das Eigengewicht reduziert wird. Im Kraft-Verschiebungsdiagramm verschiebt sich gewissermassen die Abszisse auf das Kraftniveau, bei dem das Gleichgewicht für statische Lasten erreicht ist. Genauso wie nur so viel zusätzliche Lasten aufgebracht werden können, wie angesichts der bereits bestehenden Lasten zulässig ist, steht auch nur diejenige Dissipationskapazität für zusätzliche dynamische Einwirkungen zur Verfügung, welche der Fläche oberhalb der Gleichgewichtslage für statische Lasten entspricht.

**15. Unter der Voraussetzung einer genügenden Dissipationskapazität können dynamische Vergrößerungen auf Bruchniveau vernachlässigt werden.**

Der Einfluss von Tragwerksverformungen auf die dynamische Beanspruchung ist aus dem Erdbebeningenieurwesen wohlbekannt. Es wurde jedoch bisher in keiner Forschungsarbeit untersucht, wie weit diese Erkenntnis auf die dynamische Beanspruchung von Brücken durch Verkehrslasten übertragbar ist. In dieser Arbeit wird festgestellt, dass man nur von einer genügenden Dissipationskapazität ausgehen darf, wenn bei einer genauen Analyse des Bruchverhaltens die Schwerkraftwirkung und der Duktilitätsbedarf für allfällige Schnittkraftumlagerungen berücksichtigt werden.

**16. Für den Nachweis der Tragsicherheit von Elementen der Fahrbahn sollte die Wirkung konzentrierter Lasten differenzierter erfasst werden**

Für den Nachweis des Biege- und Schubwiderstands von Mehrfeldträgern wird der massgeblichen Lastverteilung gemäss Einflusslinie der betrachteten Schnittkraft präzise Rechnung getragen, auch wenn die Lastverteilung sehr unwahrscheinlich erscheint. Im Gegensatz dazu wurde bisher die massgebliche Belastung von Fahrbahnplatten in den Schweizer Bemessungsnormen nur sehr grob erfasst. Der Unterschied zwischen Einzel-, Doppel- und Dreifachachsen wird nicht berücksichtigt, sowohl was deren Lastkonfiguration als auch was deren wahrscheinliche Achslast betrifft. Das in den Normen üblicherweise verwendete Lastmodell zur Erfassung der Wirkung von schweren Achslasten vereinbart mehrere konservative Annahmen in ungünstiger Kombination. Da sich sowohl der massgebliche Bruchmechanismus als auch das dynamische Verhalten für die drei Achstypen unterscheiden, wird vorgeschlagen, differenziertere Lastmodelle für den Tragsicherheitsnachweis von Fahrbahnplatten zu verwenden.

### 7.3 Perspektiven

Mit dieser Doktorarbeit wird ein relativ weites Gebiet abgedeckt, sodass bei vielen Fragestellungen nicht sehr stark in Tiefe gegangen werden konnte. Vielfach beschränken sich die Untersuchungen auf das Aufzeigen von elementaren Zusammenhängen, deren Umsetzung genauso auf der Intuition wie auf wissenschaftlicher Methodik beruht. In gewissen Fällen mussten Annahmen getroffen werden, wenn aus der Fachliteratur keine geeigneten Informationen entnommen werden konnten. Folgende Fragestellungen wären von wissenschaftlichem Interesse und verdienen eine genauere Untersuchung:

- **Untersuchung des Bruchverhaltens von Fahrbahnplatten unter wirklichkeitsnaher Lastkonfiguration**

Bei der Überprüfung von Fahrbahnplatten wird oft die Fliessgelenklinienmethode verwendet, die ein hohes Rotationsvermögen der Querschnitte voraussetzt. Die Gültigkeit dieser Methode wurde an sehr dünnen, isolierten Platten nachgewiesen. Im Gegensatz dazu handelt es sich bei Brückenfahrbahnplatten um relativ dicke Elemente, deren Biegesteifigkeit bei deutlichen Durchbiegungen durch die Membranwirkung stark vergrössert wird. Offensichtlich lässt sich daher in Versuchen feststellen, dass eine Belastung durch Einzellasten einen Schubbruch infolge Durchstanzen zur Folge hat. Es muss jedoch unbedingt berücksichtigt werden, dass es sich bei Verkehrslasten immer um Achslasten handelt, welche zumindest aus zwei Radlasten bestehen. Einzelachsen können dabei nicht beliebig hohe Werte annehmen, und höhere Belastungen ergeben sich nur durch Doppel- oder Dreifachachsen sowie durch nahe beieinander stehende Fahrzeuge. Bei der Konzeption allfälliger Versuche sollte darauf Rücksicht genommen werden.

- **Dynamisches Verhalten von Fahrbahnplatten unter Einbezug des Belags und der versteifenden Elemente (Leitmauern, Konsolköpfe)**

Zum dynamischen Verhalten von Fahrbahnplatten, wie sie auf Schweizer Strassenbrücken üblich sind, finden sich nur sehr wenige Untersuchungen. Gestützt auf die Messungen durch R. Cantieni an der Deibüelbrücke [Cantieni 1988] wurde in der vorliegenden Arbeit geschlossen, dass sich Fahrbahnplatten durch überfahrende Fahrzeuge nicht zu nennenswerten Schwingungen anregen lassen. Geteilt wird diese Ansicht von C. Menn, der aus seiner

Erfahrung nur von einem einzigen Fall von nennenswerten Schwingungen der Fahrbahnplatte berichten konnte, und zwar infolge der Anregung durch eine Strassenwalze.

Im Fall von weit gespannten Fahrbahnplatten kann diese Annahme unzutreffend sein. Dies lässt sich ansatzweise durch FE-Berechnungen erfassen. Gerade bei der Fahrbahnplatte wirken sich Steifigkeit und Dämpfung des Belags jedoch stark aus, wobei diese Werte in Funktion der Belagtemperatur deutlichen Schwankungen unterworfen sind. Im Normalfall wird das Verhalten auch stark von versteifenden Elementen wie Leitmauern und Randabschlüssen beeinflusst, die in statischen Berechnungen oft nicht berücksichtigt werden.

Aus diesen Gründen lässt sich das dynamische Verhalten bei unterschiedlichen Belagstemperaturen analytisch nicht befriedigend erfassen, und experimentelle Untersuchungen sind erforderlich.

#### - **Entwicklung realitätsnaher Verkehrsmodelle für die Überprüfung bestehender Strassenbrücken**

Bei der Überprüfung von zweispurigen Strassenbrücken mit Gegenverkehr wird in der Schweiz eine Aktualisierung der Lastwerte der Normlastmodelle empfohlen. Bei der Ermittlung aktualisierter Lastwerte gemäss [Imhof et al. 2001] ergeben sich teilweise unrealistisch tiefe Werte für die verteilten Lasten. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass die Verkehrslastmodelle in Bemessungsnormen teilweise keinen Bezug zur Realität haben, wie im Abschnitt zu Verkehrslasten auf Strassenbrücken gezeigt wird. Bei grossen Spannweiten hat dies keinen Einfluss, meist sind jedoch vor allem kleinere Brücken und Fahrbahnplatten kritisch.

Es wird daher empfohlen, gerade für kleinere Brücken realitätsnähere Lastmodelle zu entwickeln, um die Tragsicherheit besser abzuschätzen. Beispiele für geeignete Modelle sind in Bild 180 dargestellt. Die angegebenen Lastkennwerte stellen dabei bereits die extremen Werte dar und wären bei der Integration in bestehende Normen und Empfehlungen durch den Lastfaktor  $\gamma_Q$  zu dividieren.

Höhere Lastkennwerte rechtfertigen sich einerseits bei dichtem Verkehr. Andererseits werden an Brücken auf stark belasteten Abschnitten auch höhere Ansprüche an die Zuverlässigkeit gestellt. Diesem wichtigen Aspekt des Strassenmanagements wurde bisher jedoch wenig Aufmerksamkeit geschenkt.

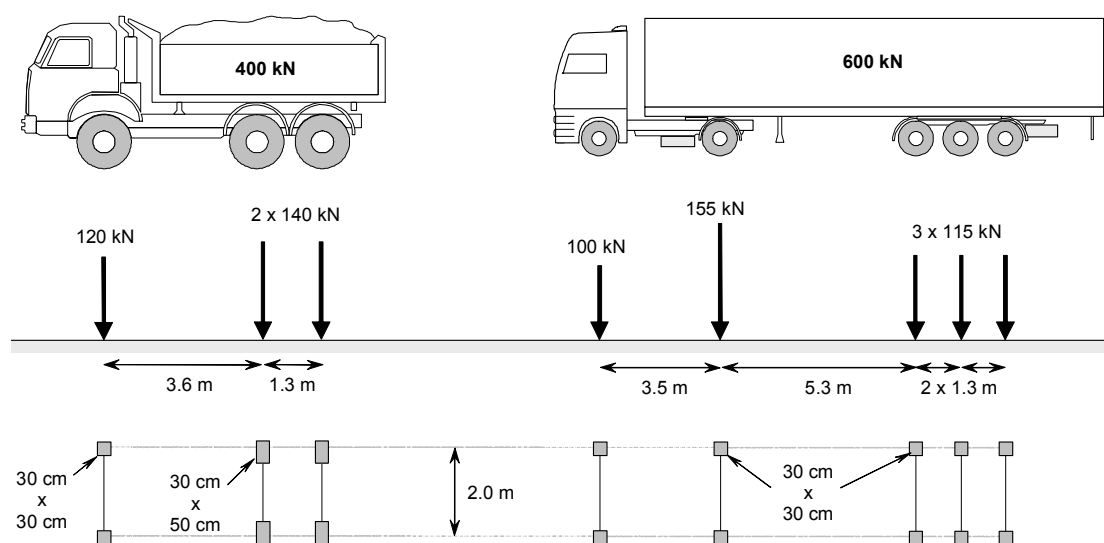


Bild 180: Lastmodelle für extrem schwere Einzelfahrzeuge

#### - **Einfluss höherer Eigenformen auf die dynamische Vergrößerung der Querkraft**

Bei den Überlegungen zur Festlegung geeigneter Vergrößerungsfaktoren für den Nachweis der Querkraft wurde festgestellt, dass höhere Eigenschwingungsformen keinen grossen

Einfluss auf die Schubbeanspruchung im massgeblichen Lastfall haben. Es wird daher der gleiche Vergrößerungsfaktor wie für den Nachweis des Biege widerstands empfohlen. Diese Überlegungen sollten eingehender überprüft werden, wobei sich theoretische Untersuchungen besser eignen als experimentelle. Die weitergehenden Überlegungen im Zusammenhang mit dem Bruchverhalten haben zwar gezeigt, dass in der Regel von einem Biegebruch ausgegangen werden kann, doch auch diese Erkenntnis beruht auf relativ einfachen Modellen. Wichtig ist bei dieser Fragestellung, sich auf massgebliche Lastfälle zu konzentrieren, da sonst keine befriedigende Antwort gegeben werden kann.

- **Dynamisches Verhalten von extrem schweren Lastwagen**

Die Vergrößerungsfaktoren für Achslasten wurden im vorliegenden Bericht unter der Annahme ermittelt, dass sich extrem schwere Lastwagen mehr oder weniger normal verhalten, das heisst im Wesentlichen deren Aufhängungen korrekt funktionieren. Die Festlegung der Lastkennwerte in Funktion des Achstyps stützt sich wiederum auf die Annahme, dass die Messstationen zum Wiegen während der Fahrt zuverlässige Messwerte liefern. Gerade bei den extremen Achslasten stellt sich jedoch einerseits die Frage, ob es sich nur um Messfehler handelt, und andererseits, wie weit sich die betreffenden Fahrzeuge noch normal verhalten. Entsprechende Informationen wären extrem relevant für die Tragsicherheit und daher von grossem Interesse.

- **Wahrscheinlichkeit, Lage und Grösse spezieller Fahrbahnebenheiten auf Strassenbrücken**

In Abschnitt 3.2.2 wurde festgestellt, dass starke Achskraftvergrößerungen nur bei Strassen mit schlechter Belagebenheit sowie infolge von speziellen Fahrbahnebenheiten zu erwarten sind. Obwohl im Jahr 2000 Messungen der Belagebenheit am gesamten Schweizer Autobahnnetz durchgeführt wurden, liegen **keine geeigneten Informationen zur Belagebenheit auf Strassenbrücken** vor. Es wäre daher von einigem Interesse, diese Messungen nach Kriterien der Fahrzeugdynamik auszuwerten, solange die Daten noch verfügbar sind. Zusätzlich wäre zu untersuchen, mit welcher Wahrscheinlichkeit von speziellen Fahrbahnebenheiten infolge von Belagsarbeiten, Schneeanhäufungen, verlorenem Ladegut usw. auf Strassenbrücken zu rechnen ist.

- **Dynamisches Verhalten von modernen Schwerfahrzeugen**

Die meisten Studien zur Achskraftvergrößerung von Schwerfahrzeugen wurden vor vielen Jahren durchgeführt, als aggressive Waagebalkenaufhängungen noch stark vertreten waren. Demgegenüber liegen zur Achskraftvergrößerung bei Fahrzeugen mit Luftfederungen relativ wenige Informationen vor. Dies hat möglicherweise damit zu tun, dass die Effekte normalerweise sehr unspektakulär sind. Es stellt sich jedoch die Frage, wie zuverlässig und wirksam Luftfederungen sind, im Speziellen was deren Dämpfer und Lastausgleichsvorrichtungen bei Achsgruppen betrifft. Zu ergänzen wäre eine entsprechende Untersuchung mit statistischen Daten zur Häufigkeit der verschiedenen Aufhängungen im modernen Schwerverkehr.

## 8 Literaturverzeichnis

- AASHTO (1962), *AASHTO Road Test, Report 4 – Bridge Research*, Special Report 61D, HRB, National Research Council, Washington D. C., 1962
- AASHTO (1983), *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of the State Highway and Transportation Officials AASHTO, Washington D. C.
- AASHTO LRFD (1994), *Load and resistance factor design LRFD bridge design specifications*, American Association of the State Highway and Transportation Officials AASHTO, Washington D. C.
- AASHTO (1995), *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 16<sup>th</sup> Edition*, American Association of the State Highway and Transportation Officials AASHTO, Washington D. C.
- Annales (1851), *Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures (1849)*. Übersetzung durch M. Busche veröffentlicht in: *Annales 1851, 3ième série, 1er semestre*
- AP-T13 (2002), *Guide to Road Profile Unevenness and Bridge Damage*, Austroads Publication No. AP-T13/02, ARRB Transport Research, Sydney, 2002
- ASCE (1931), *Final Report of the Special Committee*, with Discussion, Transaction ASCE 95 (1931), Paper No 1786
- ASCE Committee on Loads and Forces on Bridges, (1982), *Bridge Loading: Research Needed*, Journal of the Structural Division 108 (Mai 1982), Discussion 110 (Jänner 1984)
- Au F. T. K., Chen Y. S., Cheung Y. K., (2001), *Effects of random road surface roughness and long-term deflection of prestressed concrete girder and cable-stayed bridges on impact due to vehicles*, Computers & Structures 79 (2001), pp 853-872
- Bachmann H. (1990), *Sind Spannbetontragwerke schwingungsanfällig ?*, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 46, 15. November 1990
- Bachmann H et al. (1995), *Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines*, Birkhäuser Verlag Basel, ISBN 3-7643-5148-9
- Bachmann H. (1995), *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Birkhäuser Verlag, ISBN 3-7643-5190-X
- Bachmann H. (2000), *Duktiler Bewehrungsstahl - unentbehrlich für Stahlbetontragwerke*, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, Jahrgang 2000
- Bailey S. F., Antille S., Béguin P., Imhof D., Brühwiler E., (2002), *Niveau de sécurité requis pour l'évaluation de ponts-routes existants*, Bundesamt für Strassenbau ASTRA, Bern, Bericht 566
- Bailey S. F. (1996), *Basic principles and load models for the safety evaluation of existing road bridges*, Thèse N° 1467 (1996), EPFL, Schweiz
- Bakht B., Pinjarkar S. G., (1989), *Dynamic testing of highway bridges – A Review*, Transportation Research Record 1223 (1989), National Research Council / Transportation Research Board (TRB), USA
- Bez R., Cantieni R., Jaquemoud J., (1987), *Modélisation du trafic routier suisse*, Ingénieurs et Architectes suisses, Band 111, Nr. 23
- Bez R., Bailey S. F., Haesler V. (1995), *Modèles de charge actualisés pour l'évaluation de la sécurité structurale de ponts-routes existants*, Bundesamt für Strassenbau ASTRA, Bern, Auftrag 90/90 / ICOM – Construction métallique, EPFL, Lausanne, Publication ICOM 304
- Biggs J. M., Suer S. S., (1956), *Vibration Measurements on Simple-Span Bridges*, HRB Bulletin 124 (1956)

- Billings J. R. (1982), *Dynamic loading and testing of bridges in Ontario*, Proceedings of the International Symposium on Short and Medium Span Bridges, Toronto, 1980
- Billings J. R. (1984), *Dynamic loading and testing of bridges in Ontario*, Canadian Journal of Civil Engineering Vol. 11, pp 833-843
- Boudjelal M. T. (1997), *Modélisation de l'amortissement par un approche thermodynamique et son application à l'analyse dynamique de l'interaction pont-véhicule*, Doktorarbeit, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, Québec, Kanada, Rapport GCS-97-10
- Braun H. (1969), *Untersuchung von Fahrbahnebenheiten und Anwendung der Ergebnisse*, Diss. TU Braunschweig, 1969
- Brady R. N. (1989), *Heavy-duty truck suspension, steering and braking systems*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, ISBN 0-13-385824-3
- Broquet C. (1999), *Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier*, Thèse N° 1964, EPFL, Schweiz, 1999
- Bühler E. (1909), *Darstellung und Kritik der in der Literatur vorliegenden Untersuchungen über Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last*, Glaser's Annalen 1909, No. 773
- Broquet C. (1999), *Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier*, Thèse EPFL No 1964 (1999), Ecole polytechnique fédérale, Lausanne
- Calçada R., Cunha A., (1999), *Stochastic assessment of the dynamic response of road bridges*, European Conference on Computational Mechanics ECCM'99, 31. August – 3. September 1999, München, Deutschland
- Campbell T. I., Csagoly P.F., Agarwal A.C., (1977), *Frequency matching in continuous post-tensioned highway bridges*, ACI Special Publication SP60 on Vibration of Concrete Structures, pp 139-154
- Cantieni C. (1983), *Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz – 60 Jahre Erfahrung der EMPA*, EMPA Bericht Nr. 11/1, EMPA Dübendorf, Schweiz, 1983
- Cantieni R. (1984), *Dynamic load testing of highway bridges*, IABSE Proceedings P-75/85, Zürich, pp 47-72
- Cantieni R. (1987), *Dynamic load testing of two-lane highway bridge*, International Conference on traffic effects on Structures and Environment, Strooke Pleso, Tschechoslovakei, 1.-3. Dezember, pp 1-14
- Cantieni C. (1988), *Dynamische Belastungsversuche an der Bergspurbrücke Deibüel*, EMPA Bericht Nr. 116/4, EMPA Dübendorf, Schweiz, 1988
- Cantieni C. (1992), *Beitrag zur Dynamik von Strassenbrücken unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge*, EMPA Bericht Nr. 220, EMPA Dübendorf, Schweiz, 1992
- Cantieni R., Krebs W., Heywood R., (2000), *OECD IR 6 DIVINE Project Final Report*, Eidgenössische Forschungs- und Materialprüfungsanstalt EMPA Test Report No. 153'031, Dübendorf, Schweiz, Juni 2000
- Cebon D., Newland D. E., (1983), *The artificial generation of road surface topography by the inverse FFT method*, Proceedings of the 8<sup>th</sup> IAVSD Symposium on the dynamics of vehicles on roads and on railway tracks, Cambridge, MA, USA, Swets & Zeitlinger 1984
- Cebon D. (1985), *An investigation of the dynamic interaction between wheeled vehicles and road surfaces*, PhD thesis, University of Cambridge 1985
- Cebon D. (1986), *Simulation of the response of leaf springs to broad band random excitation*, VSD, 15 (6), pp 375-392



- Cebon D. (1988), *Theoretical road damage due to dynamic tyre forces of heavy vehicles, Part 1: Dynamic analysis of vehicles and road surfaces*, Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Volume 202(C2), pp 103-108
- Cebon D. (1999), *Handbook of Vehicle-Road Interaction*, Swets&Zeitlinger B.V., Lisse, the Netherlands, 1999
- CCMTA (2000), *Commercial Vehicle Inspections in Canada*, Canadian Council of Motor Transport Administrators, Dezember 2000
- Chan T. H. T., O'Connor C., (1990), *Vehicle model for highway bridge impact*, Journal of Structural Engineering Volume 116, No 7, pp 1772-1793
- Clauwaert C., DeBacker C., (1982), *Mechanical loading of expansion joints and pavements of bridges – measurements and computing models*, IRF Inter-European Regional Conference, Theme 7, Sofia, Bulgaria, Volume 7, 10.-14. Mai pp 3-13
- Clauwaert C. (1984), *Deux méthodes de calcul en vue de la détermination des forces dynamiques exercées sur un profil routier par un véhicule à un essieu simple, et leur vérification expérimentale*, Report CR 24/84, Centre de Recherches Routières, Brüssel, Belgien
- Clauwaert C. (1986), *La sollicitation verticale des joints de ponts par les véhicules de transport de marchandises*, Revue La Technique Routière, Centre de Recherches Routières, Brüssel, Belgien, 1, pp 12-27
- Coussy O., Saïd M., (1984), *Dynamique des ouvrages d'art sous charges mobiles*, Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées LCPC Vol. 131, Mai – Juni 1984, Réf. 2919
- Csagoly P. F., Campbell T. I., Agarwal A.C., (1972), *Bridge Vibration Study*, Ontario MTC Report RR181 (1972), auch präsentiert als *Vibration in Highway Bridges* am IABSE Colloquium on Highway Bridge Loading, Cambridge UK (1975)
- DePont J. (1992), *Using servo-hydraulics to assess heavy vehicle suspensions for road wear*, Heavy vehicles and roads: technology, safety and policy, Thomas Telford, London
- Deslandres M. (1892), *Action des chocs rythmés sur les travées métalliques*, Annales 1892, Tome IV, No. 43
- Dieterle R. (1981), *Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand*, Dissertation Nr. 6'768, ETH Zürich, Schweiz
- Dodds C. J., Robson J. D., (1972), *The description of road surface roughness*, Journal of Sound and Vibration, Volume 31, Nr. 2, pp 175-183
- Drosner S. (1989), *Beitrag zur Berechnung der dynamischen Beanspruchung von Brücken unter Verkehrslasten*, D 82 (Dissertation TH Aachen), Schriftenreihe Stahlbau, Heft 16 RWTH Aachen
- Eyre R., Tilly G. P. (1977), *Damping measurements on steel and composite bridges*, Report SR275, Transport and Road Research Laboratory, Department of Environment, Crowthorne, UK, pp 22-39
- Fancher P. S., Ervin R. D., MacAdam C. C., Winkler C. B., (1980), *Measurement and representation of the mechanical properties of truck leaf springs*, Society of Automotive Engineers SAE, Warrendale, Pennsylvania, Technical Paper 800905, pp 16
- Fancher P. S., Ervin R. D., (1986), *A component factbook of straight and articulated heavy trucks*, Report UMTRI-86-12, University of Michigan Transportation Institute, USA
- Fancher P. S., Gillespie T. D., (1997), *Synthesis of highway practice 241: Truck operating characteristics*, Transportation Research Board, National Research Council, USA
- Flesch R. G., Kernbichler K., (1987), *Bridge inspection by dynamic tests and calculations: Dynamic investigations on Lavant Bridge*, Proceedings of the Workshop on Structural Safety Evaluation Based on System Identification Approaches, Lambrecht/Pfalz, 29. Juni – 1. Juli 1987, Curt Risch Institut, TU Hannover, Deutschland, pp 433-459

- Friedinger C. (1984], *Die situative Geschwindigkeit, ein Massstab zur Beurteilung von Kurven*, IVT Bericht Nr. 84/6, Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen- und Eisenbahnbau IVT-ETH Zürich, Schweiz
- Frýba L. (1999), *Vibrations of Solids and Structures under Moving Loads*, Thomas Telford Ltd., ISBN 0-7277-2741-9
- Gillespie T. D. (1992), *Everything you always wanted to know about the IRI, but were afraid to ask!*, Aufsatz zum Vortrag am "Road profile users group meeting", September 1992, Lincoln, Nebraska
- Gillespie T. D., Sayers M. W., (1999), *A multibody approach with graphical interface for simulating truck dynamics*, Society of Automotive Engineers SAE Technical Article Nr 1999-01-3705
- Green M. F. (1990), *Dynamic response of short-span highway bridges to heavy vehicle loads*, Ph.D. thesis, University of Cambridge
- Green M. F., Cebon D., (1994), *Dynamic response of highway bridges to heavy vehicle loads: theory and experimental validation*, Journal of Sound and Vibration (1994) 170(1), pp 51-78
- Green M. F., Cebon D., Cole D. J., (1995), *Effects of vehicle suspension design on dynamics of highway bridges*, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 2, Februar 1995
- Green M. F., Cebon D., (1997), *Dynamic interaction between heavy vehicles and highway bridges*, Computers & Structures Vol. 62, No. 2, pp 253-264, 1997
- Gupta R. K., Traill-Nash R., (1980), *Vehicle Braking on Highway Bridges*, ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, 106(2), pp 377-394
- Hahn W.-D. (1986), *Auswirkungen der Nutzfahrzeugkonstruktionen auf die Strassenbeanspruchung Stufen 3, 4 und 5*, Universität Hannover, Institut für Kraftfahrwesen IKH, August 1985 / Mai 1986, Herausgegeben als Heft 483 in der Reihe Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau, Deutschland
- Hahn W.D. (1991), *Measurements of road loadings by HGV suspensions – Survey of the German research program*, IMechE conference on road wear: The interaction between vehicle suspensions and the road, London
- Honda H., Kajikawa Y., Kobori T., (1982), *Spectra of road surface roughness on bridges*, ASCE Journal of the Structural Division, 108(9), pp 1956-1966
- Humar J. L., Kashif A. M., (1992), *Dynamic response of bridges under travelling loads*, Canadian Journal of Civil Engineering 20 (1993), pp 287-298
- Imhof D., Bailey S. F., Hirt M. A., (2001), *Modèle de charge (trafic 40 to) pour l'évaluation des ponts-routes à deux voies avec trafic bidirectionnel*, Bundesamt für Strassenbau ASTRA, Bern, Auftrag 81/99 / ICOM – Construction métallique, EPFL, Lausanne, Publication ICOM 444-4
- Inbanathan M. J., Wieland M., (1987), *Bridge vibrations due to vehicle moving over rough surface*, ASCE Journal of Structural Engineering, 117(5), pp 1413-1434
- ISO International Organisation for Standardisation (1995), *International Standard ISO 8608:1995(E), Mechanical vibration – Road surface profiles – Reporting of measured data*, 1995
- Kato M., Shimada S., (1986), *Vibration of PC bridge during failure process*, ASCE Journal of Structural Engineering, 112(7), pp 1692-1703
- Kerridge B., Michel P., Hirt M. A., (1983), *Dynamic testing of the Viaducs du Chêne*, ICOM Bericht Nr. 123, ICOM – Construction Métallique, EPFL, Schweiz
- Kim S., Nowak A. S., (1997), *Load distribution and impact factors for I-girder bridges*, Journal of Bridge Engineering Volume 2, No. 3, August 1997, pp 97-104

- Kirkegaard P. H., Niesen S. R. K., (1998), *Influence of Uncertainty of Vehicle Dynamics on the Dynamic Response of Minor Highway Bridges*, Proceedings of the 4th International Conference on Stochastic Dynamics SSD'98, University of Notre Dame, USA, 6. – 8. August 1998, pp 507-512
- Köppel S. (1997), *Feldversuch Steilerbachbrücke*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1997
- Kortüm W. (1992), *The IAVSD Review of multibody computer codes for vehicle system dynamics*, Proceedings of the Third ASME Symposium on Transportation Systems, ASME Winter Annual Meeting, Anaheim, CA, USA, 9. – 13. November 1992
- Kostem C. N., Fisher J. W., Reese R.T., Kealey R. T., (1981), *Vibration of a steel truss highway bridge*, Proceedings of the Specialty Conference on Dynamic Response of Structures, Experimentation, Observation, Prediction and Control, January 15-16, Atlanta, Georgia, herausgegeben durch Gary Hart, American Society of Civil Engineers, New York, pp 61-71
- La Barre R. P., Forbes R. T., Andrews S., (1970), *The measurement and analysis of road surface roughness*, Motor Industry Research Association, Report 1970/5
- Leonard D. R., Grainger J. W., Eyre R., (1974), *Loads and vibrations caused by eight commercial vehicles with gross weights exceeding 32 tons*, TRRL Report LR 582, Transport and Road research Laboratory, Grossbritannien
- Liu C., Shahawy M., Wong T.-L., Huang D. (2000), *Impact of Heavy Trucks on Highway Bridges*, Computing in Engineering
- Ludescher H., Brühwiler E., (2003), *Vergrößerungsfaktoren für die Wirkung von Verkehrslasten auf bestehende Strassenbrücken*, ASTRA Forschungsbericht 89/98, Bundesamt für Strassenbau, Schweiz
- Lutzenberger S., Baumgärtner W., (1999), *Evaluation of measured bridge responses due to an instrumented truck and free traffic*, Eurodyn'99, Prag, Tschechische Republik, 7. – 10. Juni 1999, ISBN 90 5809 058 2
- Major A. (1980), *Dynamic in Civil Engineering*, Akadémiai Kiadó, Budapest, Ungarn
- Marti P. (2000), *Some Remarks on Punching*, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings, Kunglige Tekniska Högskolan KTH Stockholm, Institutionen för Byggnadskonstruktion, Schweden, 2000
- Martin T. M., Barton F. W., McKeel W. T., Gomez J. P., Massarelli P. J., (2000), *Effect of design parameters on the dynamic response of bridges*, Final Report, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, Virginia, VTRC 00-R23
- Melan J. (1893), *Über die dynamische Wirkung bewegter Lasten auf Brücken*, Zeitung des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins XLV (1893), Nr. 20
- Mitschke M. (1997), *Dynamik der Kraftfahrzeuge Band B: Schwingungen*, Springer Verlag, 1997
- Monti M. (1994), *Crehos. Un scanner laser à détection holographique pour la reconnaissance en temps réel de fissures dans les revêtements routiers*, Dissertation EPFL 1278, EPFL, Schweiz
- Müller F. P., Keintzel E., Charlier H. (1983), *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau Teil I: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*, Universität Karlsruhe (TH), Institut für Beton und Stahlbeton, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1983
- Muttoni A. (1990), *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 83, Birkhäuser Verlag
- Muttoni A., Schwartz J., (1991), *Behaviour of beams and punching in slabs without shear reinforcement*, IABSE Colloquium Stuttgart, Proceedings of the International Association of Bridge and Structural Engineering Volume 62, Zürich, Switzerland

- Neville A. M. (1996), *Properties of Concrete*, 4<sup>th</sup> edition, John Wiley & Sons, USA
- Ngo L.D. (1978), *Three-Dimensional Analysis of Bridge-Vehicle Systems*, University of Auckland, Department of Civil Engineering, School of Engineering Report 182 (1978)
- Niesen S. R. K., Kirkegaard P. H., (1998), *Influence of Surface Irregularities on the Dynamic Response of Minor Highway Bridges*, Proceedings of the 4th International Conference on Stochastic Dynamics SSD'98, University of Notre Dame, USA, 6. – 8. August 1998, pp 507-512
- Oehler L. T. (1957), *Vibration Susceptibilities of Various Highway Bridge Types*, Journal of the Structural Division 83 (1957)
- OECD (1992): *Dynamische Belastung des Strassenoberbaus* (1992), Deutsche Übersetzung in Strassenforschung Heft 471, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien, Österreich, 1997
- Page J. (1973a), *Dynamic behaviour of a single axle vehicle suspension system: A theoretical study*, TRRL Report LR 580, Transport and Road research Laboratory, Grossbritannien
- Page J. (1973b), *Dynamic behaviour of two linked-twin-axle lorry suspension systems: A theoretical study*, TRRL Report LR 581, Transport and Road research Laboratory, Grossbritannien
- Page J. (1976), *Dynamic wheel load measurements on motorway bridges*, TRRL Report LR 722, Transport and Road research Laboratory, Grossbritannien
- Palamas J., Coussy O., Bamberger Y., (1985), *Effects of surface irregularities upon the dynamic response under suspended moving loads*, Journal of Sound and Vibration, 99(2), pp 235-245
- Paultre P., Chaallal O., Proulx J., (1992), *Bridge dynamics and amplification factors – a review of analytical and experimental findings*, Canadian Journal of Civil Engineering, 1992, Nr. 19, Seiten 260-278
- Perdikaris P. C., Beim S., (1988), *RC bridge decks under pulsating and moving load*, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 3, March 1988
- Progress Report (1958), *Deflection Limitations of Bridges*, Progress Report of the Committee on Deflection Limitations of the Structural Division, J. of Structural Division 84 (1958)
- RILEM 20TBS Committee (1983), *Testing Bridges in situ (Recommendations TBS-3)*, Matériaux et Constructions 16 (1983), No. 96
- Ritchie M. L., McCoy W. K., Welde W. L., (1968), *A study of the relation between forward velocity and lateral acceleration in curves during normal driving*, Human Factors 10 (3), pp 255-258
- Ritchie M. L. (1972), *Choice of speed in driving through curves as a function of advisory speed and curve signs*, Human Factors 14 (6), pp 533-538
- Said M. (1984), *Dynamique des ouvrages d'art sous charges mobiles*, Dissertation, École Nationale des Ponts et Chaussée, Frankreich
- Saller H. (1921), *Einfluss bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken*, C.W. Kreidel's Verlag, Berlin und Wiesbaden
- Sarrasin A. (1953), *La fissuration du béton armé*, Festschrift zum 100-jährigen Bestehen der E.P.U.L (heute EPFL), pp 136-140, Lausanne, Schweiz
- Sayers M. W. (1985), *Characteristic power spectral density functions for vertical and roll components of road roughness*, Proceedings of the Symposium on Simulation Control of Ground Vehicles and Transportation Systems, American Society of Automotive Engineers ASME, New York, USA
- Sayers M. W. (1988), *Dynamic terrain inputs to predict structural integrity of ground vehicles*, University of Michigan Transportation Research Institute, UMTRI-88-16
- Schläfli M., (1999), *Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton*, Thèse N° 1998 (1999), EPFL, Schweiz

- Schmocker U. (1997), *Technische Massnahmen zur Begrenzung der Folgen schwerer Unfälle*, Hauptabteilung für die Sicherheit von Kernanlagen HSK, 5232 Villigen-HSK, Schweiz
- Schneider J. et. al. (1982), *SIA Dokumentation 260: Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken*, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, September 1982
- Shojaati M., Seiler-Scherer L., Caprez M., Scazziga I., Yang F. L., (2002), *Tägliche äquivalente Verkehrslast TF verschiedener Strassentypen in der Schweiz*, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, Zürich, Bericht 1017, Mai 2002
- Sigrist V. (1995), *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 210
- Smith D. (1974), *A Case Study and Analysis of the Tacoma Narrows Bridge Failure*, 99.497 Engineering Project, Department of Mechanical Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada, March 29, 1974
- SNV Norm 640 521b (1995), *Ebenheit / Planéité*, Schweizer Norm SN 640 521b, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Zürich, Schweiz
- Spacek P. (1998), *Fahrverhalten und Unfallgeschehen in Kurven – Fahrverhalten in Kurvenbereichen*, EVED-Forschungsauftrag Nr. 16/84, Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen- und Eisenbahnbau IVT-ETH Zürich, Schweiz
- Stokes G. G. (1849), *Discussion of a differential equation Relating to the Breaking of Railway Bridges*, Transactions of the Cambridge Philosophical Society VIII, Part V, No LII
- Sweatman P. F. (1997), *Improving the interaction between heavy trucks, roads and bridges*, Society of Automotive Engineers SAE Fachartikel Nr. 973265
- Sweatman P. F. (1983), *A study of dynamic wheel forces in axle groups suspensions of heavy vehicles*, ARRB Special Report Nr. 27, Australian Road Research Board, Australien
- Tilly G. P. (1986), *Dynamic behaviour of concrete structures*, Developments in Civil Engineering, Volume 13, Report of the RILEM 65MDB Committee, Elsevier, New York
- Tung T. P., Goodmann L. E., Chen T.Y., Newmark N. M., (1956), *Highway-Bridge Impact Problems*, HRB Bulletin 124
- Tung C. C. (1967), *Random Response of Highway Bridges to vehicle loads*, ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, 93 (5), pp 563-620
- Vaz Rodrigues R., Guandalini S., Muttoni A. *Essai en modèle réduit d'un port-à-faux*, Diploma Thesis, IS-Beton, EPFL, 2002
- Veverka V., DeBacker C., (1978), *Premiers résultats de recherche sur les revêtements hydrocarbonés des ponts routiers*, La Technique Routière, XXIII(3), pp 17-32
- Vrouwenfelder A.C.W.M., Waarts P. H., (1993), *Traffic loads on bridges*, IABSE Structural Engineering International 3/93
- Waarts P. H., Courage W. M. G., (1996), *Traffic loads on bridges – dynamic amplification factors on parts of bridges*, Structural Dynamics – Eurodyn'96, ISBN 90 5410 813 4
- Walker W. H., Veletsos A. S., (1963), *Response of Simple-Span Highway Bridges to Moving Vehicles*, Research and Development Studies, Report 0289, U:S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads
- Wallentowitz H., Holdmann P., (1995), *Hardware and software demands on adjustable shock absorbers for trucks and passenger cars*, Institut für Kraftfahrwesen Aachen IKA
- WAVE (2001), *Weighing-in-motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE), Report of Work Package 1.2: Bridge WIM systems (B-WIM)*, herausgegeben durch O'Brien E. und Žnidarič A., Ljubljana, Zavod za gradbenistvo Slovenije, ISBN 961-90366-1-1

- Wenk T., Lestuzzi P., (2003), Abschnitt *Erdbeben* in Grundlagen der Projektierung von Tragwerken - Einwirkungen auf Tragwerke - Einführung in die Normen SIA 260 und 261, SIA Dokumentation D 0181, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, ISBN 3-908483-38-7, Zürich, Schweiz
- Whitmore A. P. (1970), *Dynamic Pavement Loads of Heavy Highway Vehicles*, National Cooperative Highway Research Program NCHRP Report 105 (1970)
- Willis R. (1851), *An Essay on the Effects Produced by Causing Weights to Travel Over Elastic Bars*, Auszug aus dem Report of the Commissioners [Annales 1851], veröffentlicht als Anhang in: Barlow P., *A Treatise on the Strength of Timber, Cast and Malleable Iron*, John Weale, London, 1851
- Winkler C. B., Hagan M., (1980), *A test facility for the measurement of heavy vehicle suspension parameters*, Society of Automotive Engineers SAE Technical Article 800906
- Wolf J. P. (1994), *Foundation Vibration Analysis using Simple Physical Models*, Prentice-Hall, 1994
- Wood J. H., Sheperd R., (1978), *Vehicle Induced Vibrations*, Bridge Seminar Summary Volume 4 (1978), New Zealand National Roads Board, Road Research Unit, Structures Committee
- Wright D. T., Green R., (1962), *Highway Bridge Vibrations, Part II, Ontario Test Program*, Department of Civil Engineering, Queen's University; Ontario Ministry of Transportation, Downsview, Canada, 1962
- Wright P. G., Williams D. A., (1984), *The application of active suspension to high performance road vehicles*, Microprocessors in fluid engineering, IMechE conference publications, 1984
- Ziegler A. (2003), *Dynamische Untersuchungen an Brückenbauwerken der Nationalstrasse A9 am Simplon*, SIA Dokumentation D 0198 „Aktuelle Probleme der Brückendynamik – D-A-CH Tagung 2003, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- Zima S. (2002), *Das rollende Rad*, Friedberger Hochschulschriften Nr. 12, FH Gießen-Friedberg, ISSN 1439-1112, Friedberg 2002
- Žnidarič A., Moses F., (1998), *Structural Safety of existing road bridges*, Proceedings of ICOS-SAR'97, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 978 5
- Zwicky D. (2000), *Structural Evaluation of 30-year-old Prestressed Concrete Girders*, Proceedings of 3rd International PhD-Symposium in Civil Engineering, Institute of Structural Engineering, University of Applied Sciences, Vienna, October 5-7 2000, Vol. II, pp. 343-354.

## **Anhang A: Grundlagen**

### **9. Stand der Forschung**

### **10. Verkehrslasten auf Strassenbrücken**

### **11. Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Schwerfahrzeugen**

### **12. Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Strassenbrücken**

### **13. Fahrbahnunebenheiten**

## 9 Stand der Forschung

### 9.1 Fachliteratur zur dynamischen Belastung von Strassenbrücken durch Verkehrslasten

#### 9.1.1 Einleitung

Da auf dem Gebiet der Wirkung von dynamischen Verkehrslasten bereits sehr umfangreiche Forschung getätigt wurde, ist eine Rückschau unerlässlich. Nachfolgend werden nur einige wesentliche und in diesem Zusammenhang besonders relevante Erkenntnisschritte erwähnt; sehr ausführliche Zusammenfassungen der in der Periode von 1847 bis 1990 geleisteten Arbeiten finden sich in [Cantieni 1992] sowie in [Paultre et al. 1992], welche mindestens 230 Publikationen aus dem engeren Problembereich aufgearbeitet haben. David Cebon behandelt in seinem „Handbook of Vehicle Road-Interaction“ schwerpunktmässig die Wirkung von Fahrzeugen auf den Belag, aber auch auf Brücken, und führt mehr als 500 Referenzen in der Literaturliste auf, von denen ca. die Hälfte in den Problembereich fallen, der in der vorliegenden Doktorarbeit behandelt wird [Cebon 1999].

Eine Zusammenfassung der Arbeiten neueren Datums (ab ca. 1990) ist nicht bekannt, daher wird auf entsprechende Publikationen näher eingegangen. Es werden jedoch nur jene Studien genannt, welche im Zusammenhang mit dieser Arbeit nennenswerte Erkenntnisse geliefert haben. Generell findet man in der Literatur jüngeren Datums weniger Resultate von Lastversuchen, dafür mehr analytische Untersuchungen, dank Finite-Elemente Methode und leistungsstarken Rechnern. Messungen zielen häufig darauf ab, Brücken zum Wiegen der Fahrzeuge während der Fahrt einzusetzen, wobei eher kurze Brücken mit flüssigem Verkehr gewählt werden. Insgesamt wurden aus dieser Periode gegen 100 Veröffentlichungen durchgesehen.

Generell wird vermieden, die genannten Forschungsarbeiten gleichzeitig zu zitieren und zu kommentieren oder gar zu werten. Erst im Anschluss an die Rückschau finden sich einige Kommentare, da sich gewisse Gedanken beim Literaturstudium aufdrängen. Voreingenommenheit bei der Erforschung eines Problems ist nicht zielführend, da unterschiedliche Ansätze durchaus zu interessanten Ergebnissen führen können. Es ist unvermeidlich, eine subjektive Auswahl aus den vorhandenen Publikationen zu treffen, wobei schwerpunktmässig jene Ergebnisse zitiert werden, welche die eigenen Erkenntnisse stützen. Bei der enormen Anzahl an vorliegenden Veröffentlichungen ist es jedoch unmöglich, alle Ergebnisse gleichwertig zu präsentieren.

#### 9.1.2 Rückblick 1847 bis 1990

Untersuchungen der dynamischen Belastung von Brücken durch bewegte Lasten lassen sich bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts zurückverfolgen. Nach dem Einsturz mehrerer Eisenbahnbrücken wird von der britischen Königin im Jahr 1847 eine Kommission unter der Leitung von **R. Willis** eingesetzt, um die Ursachen zu ermitteln [Annales 1851]. Neben Labor- und Feldversuchen versucht Willis das Problem auch theoretisch zu erfassen, um die dynamische Belastung der Brücke infolge Lastbewegung zu beschreiben [Willis 1851]. Es gelingt unter der Hilfe von Stokes [Stokes 1849] die Differentialgleichung für die Bahn einer bewegten Masse über einen masselosen Balken zu lösen, aber aus Laborversuchen schliesst er, dass das Verhältnis von Lastmasse / Balkenmasse von wesentlicher Bedeutung ist. Die von ihm aufgestellte Differentialgleichung für die Bewegung einer massebehafteten Last mit konstanter Geschwindigkeit über einen massebehafteten Balken kann erst 90 Jahre später gelöst werden.

Im Jahre 1892 wird von **M. Deslandres** erstmals das Phänomen der Resonanz am Beispiel der Überfahrt von Pferdefuhrwerken über eine Brücke beschrieben [Deslandres 1892]: Auch kleine Lastamplituden (trabende Pferde) können grosse Schwingungen erzeugen, wenn ihre Frequenz gleich der Grundfrequenz der Brücke ist (Bild 2, Seite 2). Als erschwerender Umstand bei der Be-



rechnung der Antwort des Systems nennt er bereits die Abhängigkeit der Dämpfung von der Schwingungsamplitude.

Im Jahre 1909 fasst **E. Bühler** die Bemühungen verschiedener Mathematiker zusammen, eine theoretische Lösung zu finden [Bühler 1909]. Die Einflüsse von Fahrbahnunebenheiten oder „Unregelmässigkeiten der Lastbewegung“ sind bereits bekannt, deren adäquate Berücksichtigung in der mathematischen Beschreibung des Problems ist jedoch noch nicht absehbar.

Anfangs des 20. Jahrhunderts gibt es Fortschritte sowohl in der theoretischen als auch in der experimentellen Behandlung der Fragestellung. Das Forschungsgebiet weitet sich mit dem rasanten Fortschritt in der Fahrzeugtechnik aus, und es wird notwendig zwischen Bahn- und Strassenbrücken zu unterscheiden. In der Versuchstechnik finden langsam elektrische Messinstrumente Eingang, und die zahlreichen experimentellen Untersuchungen erlauben eine teilweise gut abgestützte Korrelation des dynamischen Lastfaktors mit der Spannweite.

Neben analytischen Ansätzen unter Modellierung der Brücke als Kontinuum (Balken) werden Ein- und Zweimassenschwinger zur Erfassung der Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung eingesetzt. **H. Saller** formuliert die Brücke als masselosen Einmassenschwinger, der durch ein gefedertes Fahrzeug in Form eines weiteren Einmassenschwingers belastet wird, und löst die entsprechende Differentialgleichung im Zeitschrittverfahren [Saller 1921].

Im Jahre 1931 veröffentlicht die American Society of Civil Engineers ASCE den Bericht einer Expertengruppe, der die Grundlage für die amerikanische Norm bildet. Basierend auf einer Reihe von Feldversuchen wird festgestellt, dass Brücken-Fahrbahnplatten nicht die gleichen dynamischen Eigenschaften aufweisen wie Längsträger [ASCE 1931].

In der Mitte des 20. Jahrhunderts wird vor allem in den **USA** intensiv auf dem Gebiet geforscht. Schwerpunkte sind die Fragestellungen, wie weit Resonanz zwischen Fahrzeug und Brücke möglich ist, welchen Einfluss die Fahrbahnunebenheiten vor und auf der Brücke haben, und wie sich das Schwingungsverhalten der Federungen auswirkt (Unterscheidung freie und blockierte Aufbaufeder, Messung des Dämpfungskoeffizienten), siehe [Progress Report 1958], [Cantieni 1992]. Unter anderem wird festgestellt, dass eine Brücke stärker reagiert, wenn bei einem Fahrzeug die Blattfederung künstlich blockiert wird [Biggs et al. 1956]. In einer Versuchsserie an 15 Strassenbrücken, bei der immer das gleiche Fahrzeug eingesetzt wurde, treten bei den Brücken mit tieferer Grundfrequenz grundsätzlich höhere dynamische Vergrösserungen auf [Oehler 1957].

Erstmals werden Rechner für die analytische Untersuchung der Gleichungssysteme eingesetzt, welche die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung von Fahrbahnunebenheiten und Fahrzeugmodellen erlauben [Tung et al. 1956].

Besondere Erwähnung verdient ein Versuchsprogramm, welches die American Association of State Highway Officials AASHO von 1958 bis 1960 in wohl unvergleichbarem Ausmass durchführt, siehe [AASHO 1962] und [Cantieni 1992]. Für das Ziel, das Verhalten von Fahrbahnbelägen und Brücken unter einer grossen Anzahl bekannter, dynamischer Belastungen zu untersuchen und daraus Anhaltspunkte für deren Bemessung zu gewinnen, werden insgesamt ca. 125 Mio. Sfr. ausgegeben. Es wird ein eigenes Versuchsgelände gebaut, auf welchem 70 bis 80 Fahrzeuge sechs voneinander unabhängige, geschlossene Versuchsstrecken mit bis zu acht einfeldrigen Brücken befahren können. Von den zahlreichen Resultaten sei erwähnt:

- Der grösste gemessene dynamische Lastfaktor beträgt für Durchbiegungen  $\Phi = 1.63$  (88% der Werte zwischen 10% und 40%) und für Dehnungen  $\Phi = 1.41$  (90% der Werte zwischen 5% und 30%).
- Das Massenverhältnis von Fahrzeug zu Brücke wirkt sich nicht stark auf den Spitzenwert des dynamischen Lastfaktors aus.
- Für Versuche, bei denen sämtliche Randbedingungen identisch waren, wurden Streuungen des dynamischen Lastfaktors von rund 20% für Durchbiegungen und rund 10% für Dehnungen beobachtet.

- Ein Blockieren der Aufbaufedern führt bei ebenen Belägen zu einem 20 bis 50%igem Anstieg der Radlastamplitude, bei unebenen Belägen steigert sich diese um 40 bis 120%, jeweils bezogen auf die statische Radlast.
- Die Reibung zwischen den Blattfedern hat eine deutliche Wirkung auf das dynamische Verhalten.

Auf den Einfluss der Belageebenheit wird nicht speziell eingegangen. Es wird jedoch festgehalten, dass die bei allen Versuchen vorhandene Erregung der Fahrzeuge vor Erreichen der Brücke grosse Unsicherheit bezüglich der Antwort der Brücke verursacht.

In einer anschliessenden, theoretischen Untersuchung [Walker et al. 1963] wird auf die Bedeutung der Achsabstände hingewiesen: Je nach Geschwindigkeit und Eigenfrequenzen kann es zu einer Verstärkung oder Auslöschung von Radlast-induzierten Schwingungen kommen.

In einer Studie zu dynamischen Radkräften schwerer Lastfahrzeuge infolge von Fahrbahnunebenheiten untersucht Whitmore die massgeblichen Parameter, um deren Wirkung besser zu vorhersagen zu können. Er beobachtet, dass (i) die Gegenwart von ausgeprägten Unebenheiten (Buckeln) zu höheren Vergrösserungsfaktoren führt und dass ein weiteres Spektrum von Eigenfrequenzen angeregt wird, (ii) die dynamischen Radkräfte mit dem Reifendruck und der Achsmasse ansteigen, und (iii) die Dämpfung der Fahrzeugschwingungen von der Aufbaumasse und der Aufhängung abhängt.

Ab 1956 kommt es in **Kanada** zu intensiven, experimentellen und theoretischen Untersuchungen. Feldversuche an ca. 50 Brücken liefern dynamische Vergrösserungsfaktoren von typischerweise 1.3 mit Spitzenwerten bis 1.75, wobei ein starkes Ansteigen bei Brücken mit geringer Steifigkeit beobachtet wurde [Wright et al. 1962]. Am Beispiel einer Brücke, an der vor und nach dem Einbau der Verschleisssschicht Messungen durchgeführt werden, zeigt sich die Reduktion des dynamischen Lastanteils um 70% durch die Verbesserung der Belageebenheit. Einen grossen Einfluss auf die gemessenen Werte haben die Unebenheiten unmittelbar vor der Brücke, sowie Bremsmanöver. Zu theoretischen Untersuchungen wird festgestellt, dass diese im Hinblick auf die Bemessung kaum brauchbar seien. Aus der Messkampagne wurde der Schluss gezogen, dass die wirksamste Massnahme zur Verringerung dynamischer Effekte die Elimination von Unebenheiten sei.

Weitere 11 Versuche an Strassenbrücken [Csagoly et al 1972] zeigen, dass bei Brücken mit Grundfrequenzen zwischen 2 und 5 Hz mit den stärksten Schwingungen zu rechnen ist, und dass die Grundfrequenzen mittels Berechnungen genügend zuverlässig geschätzt werden können. Es wird geschlossen, dass ein Schwingungsproblem dann besteht, wenn die Eigenfrequenzen von Brücke und Fahrzeug übereinstimmen, oder wenn es durch eine unebene Fahrbahn zu stossartiger Anregung kommt. Erstmals wird der dynamische Lastfaktor in Funktion der Grundfrequenz der Brücke aufgetragen. Als Folgerung aus den Versuchsergebnissen wird vorgeschlagen, Brücken derart zu bemessen dass die Eigenfrequenzen nicht in den Bereich zwischen 2 und 5 Hz zu liegen kommen, indem die Grundfrequenz unter- und die höheren Eigenfrequenzen oberhalb dieses Bereichs angesiedelt werden.

In einer weitergehenden Auswertung der Versuchsdaten schliessen [Campbell et al. 1977] unter anderem, dass die dynamische Antwort der Brücke vom Verhältnis der Anregungsfrequenz des Fahrzeugs zur Grundfrequenz der Brücke abhängt. Für Brücken mit einer Grundfrequenz zwischen 2.5 und 4.5 Hz liegen die gemessenen Vergrösserungsfaktoren über den von der US amerikanischen Norm angegebenen Werten. Der 1979 herausgegebene Ontario Highway Bridge Design Code definiert den dynamischen Lastfaktor in Funktion der Grundfrequenz der Brücke, und nicht mehr in Funktion der Spannweite, wie dies in den USA praktiziert wird.

Ein Ansatz zur Berücksichtigung probabilistischer Methoden wird 1967 von **Tung** unternommen, in Anerkennung der stochastischen Natur des Strassenverkehrs [Tung 1967].

**Eyre und Tilly** fokussieren auf das Dämpfungsverhalten von Brücken [Eyre et al. 1977]. Versuche an 22 Stahl- und Verbundbrücken zeigen eine starke Abhängigkeit der Dämpfung von der Schwin-

gungsamplitude - eine bis zu vierfache Steigerung mit steigender Amplitude - aber auch von der Frequenz (je höher desto stärker gedämpft).

In **Neuseeland** kommt es bis 1978 bereits zu Versuchen an mehr als 30 Strassenbrücken [Wood et al. 1978]. An der Universität von Auckland wird ein Computerprogramm entwickelt, mit dem die Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung anhand dreidimensionaler Modelle erfasst werden kann, wobei die Fahrbahnunebenheiten zuerst ausser Acht gelassen werden [Ngo 1978]. Ein Vergleich mit Feldversuchen zeigt, dass die Anregung des Fahrzeugs infolge der Bewegungen der Brücke gegenüber der Anregung infolge der Unebenheiten auch einer ebenen Fahrbahn vernachlässigt werden kann.

In einer analytischen Studie untersuchen **Trail-Nash und Gupta** die Wirkung von Bremsmanövern auf die dynamische Vergrösserung bei Strassenbrücken [Gupta et. al. 1980]. Sie zeigen, dass es infolge von Bremsverzögerungen zu einer bedeutenden Vergrösserung der dynamischen Reaktion einer Brücke kommen kann.

Im Rahmen eines Versuchs an einer grossen Stahlfachwerkbrücke (630 m) stellt **Kostem** unter anderem fest, dass (i) die Antwort der Brücke von ersten Eigenschwingungsform dominiert wird, (ii) sich die Fahrzeugeigenschaften sowie die Fahrbahnunebenheiten nur geringfügig auf die Schwingungen von Brücken grosser Spannweite auswirken, und (iii) die maximale dynamische Vergrösserung mit zunehmender statischer Unbestimmtheit abnimmt, jedoch die Dauer und Stärke von schwachen Schwingungen zunimmt [Kostem et al. 1981].

Die genaue Vermessung der Fahrbahnunebenheiten auf 56 Strassenbrücken erlaubt **Honda** die Ableitung typischer spektraler Dichten in Abhängigkeit des statischen Systems der Brücke [Honda et al 1982]. Ebenfalls in Japan werden die dynamischen Eigenschaften einer Brücke bei einem Bruchversuch gemessen [Kato et al. 1986]. Es zeigt sich, dass die Eigenfrequenzen nahe der Bruchlast rapide abnehmen, die Dämpfung jedoch wenig Änderung erfährt.

In **Belgien** konzentriert sich die Forschung in der ersten Hälfte der 1980er Jahre auf die dynamische Belastung von Fahrbahnübergängen. **Clauwaert und DeBacker** untersuchen die dynamischen Radkräfte sowohl infolge von Einzelhindernissen als auch infolge von gewöhnlichen Unebenheiten anhand von Versuchen und Modellrechnungen, wobei gute Übereinstimmung festgestellt wird ([Clauwaert et al. 1982], [Clauwaert 1984]). Als Resultat wird eine Formel vorgeschlagen, welche den Zustand eines Fahrbahnübergangs in Abhängigkeit dessen Alters, der Häufigkeit von Nutzfahrzeugen, deren jährlicher Zunahme, sowie der Anzahl Achsen angibt [Clauwaert 1986].

In den 80er Jahren veröffentlicht **Cantieni** die Resultate von mehr als 200 Versuchen an Schweizer Strassenbrücken ([Cantieni 1983], [Cantieni 1984], [Cantieni 1987]). Der in der Folge erarbeitete Vernehmlassungsentwurf der Schweizer Norm SIA 160:1988 definiert den „dynamischen Beiwert“ in Funktion der Grundfrequenz der Brücke. Für die endgültige Fassung der Norm SIA 160:1989 wird dieser Vorschlag zugunsten eines einheitlichen „dynamischen Beiwerts“ fallengelassen.

Zu dieser Zeit werden zahlreiche Brücken auf ihre dynamischen Eigenschaften getestet, da man sich von der Methode der Modalanalyse wertvolle Aussagen über den Zustand von Brücken und deren zukünftige Entwicklung erwartet ([Flesch et al. 1987], [Ververka et al. 1988], ..).

**Perdikaris und Beim** untersuchen in den USA das Bruchverhalten von Fahrbahnplatten mittels Laborversuchen an Modellen im Massstab 1:6.6 [Perdikaris 1988]. Sie stellen fest, dass eine vereinfachte Simulation der Wirkung von Radlasten durch stationäre, pulsierende Lasten in einer starken Unterschätzung der schädigenden Wirkung überfahrender Lastwagen resultiert. Wandernde Radlasten bewirken ein ausgedehntes, netzartiges Rissmuster, und das Versagen erfolgt immer infolge von Durchstanzen und nie durch Biegung. Ein Vergleich mit nordamerikanischen Normvorschriften zur Bemessung von Fahrbahnplatten ergibt, dass normkonforme Bemessung zu sehr hohen Sicherheitsreserven führt.

Verschiedene Veröffentlichungen kommen vor allem auf Grund von theoretischen Untersuchungen zum Schluss, dass dynamische Lastfaktoren in internationalen Normen bedeutend zu niedrig seien ([Palamas et al 1985], [Inbanathan et al. 1987]). Eine Analyse zahlreicher Veröffentlichungen führt Bakht und Pinjarkar zur Annahme, dass die Definition des dynamischen Lastfaktors von Forschern

bei der Auswertung von Versuchsergebnissen weltweit in mindestens acht verschiedenen Varianten interpretiert wurde [Bakht et al. 1989]. Als Kriterien für die experimentelle Bestimmung eines gültigen und vergleichbaren Wertes werden unter anderem genannt, dass (i) Versuche unter kontrolliertem Verkehr durch Versuche unter normalen Verkehrsbedingungen ergänzt werden sollten, (ii) nicht zu leichte Versuchsfahrzeuge eingesetzt werden sollten, und (iii) nur Messungen heranzuziehen sind, für welche sich das Fahrzeug in massgeblicher Laststellung befindet. Bei der Anwendung sei zwischen Vergrößerungsfaktoren aus Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen zu unterscheiden, da Dehnungen infolge der Lagerungsbedingungen unter Umständen nicht dem Moment im betrachteten Querschnitt entsprechen.

**Hwang und Nowak** verwenden ein zweidimensionales Modell, um den Einfluss von Fahrzeug-, Brücken- und Fahrbahnparametern zu untersuchen [Hwang et al. 1991]. Daten aus statistischen Erhebungen, Versuchen und Berechnungen dienen der probabilistischen Bestimmung von dynamischen Vergrößerungsfaktoren mittels des Monte Carlo Verfahrens. Seitens des Fahrzeugs werden Typ (Einzelfahrzeug oder Sattelschlepper), Gesamtgewicht und Achsabstände variiert. Die Anregung setzt sich aus Fahrbahnprofilen unterschiedlicher spektraler Dichte und der Fahrgeschwindigkeit zusammen, welche mit geringem Variationskoeffizienten um die Höchstgeschwindigkeit schwankt. Nur einfache Balken mit Spannweiten zwischen 12 und 30 m werden untersucht. Sowohl die Wirkung eines einzelnen als auch von zwei nebeneinander fahrenden Lastwagen wird berechnet. Die Berechnungen zeigen, dass die dynamische Komponente nicht mit der statischen Komponente korreliert, weshalb es mit zunehmendem Fahrzeuggewicht zu einer starken Abnahme des dynamischen Vergrößerungsfaktors kommt. Ebenso kommt es zu einer deutlichen Verringerung bei gleichzeitiger Wirkung von zwei Fahrzeugen.

Auch in den osteuropäischen Ländern widmete sich die Forschung dem Thema, wobei vor allem aus der ehemaligen Tschechoslowakei Fachliteratur vorliegt. Das von **Ladislav Frýba** herausgegebene Buch „Vibration of Solids and Structures under Moving Loads“ ist ein Standardwerk im Bereich der theoretischen Analyse, wobei die Aufmerksamkeit vor allem der Ermüdung von Eisenbahnbrücken gilt [Frýba 1999]. Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken sind Standard und waren international teilweise wegweisend [RILEM 1983].

In Deutschland beschäftigt sich **Stefan Drosner** sehr ausführlich und intensiv mit der dynamischen Beanspruchung von Brücken unter Verkehrslasten [Drosner 1989]. Sein Computerprogramm erlaubt es ihm, Brücken mittels zweidimensionaler Balkenelemente zu modellieren und mit Fahrzeugen in Form von linearen und nichtlinearen Mehrmassensystemen zu belasten. Durch Nachrechnung von Versuchen kann er die Gültigkeit und Präzision seines Modells nachweisen. Anhand des Modells untersucht er eingehend den Einfluss der verschiedenen Parameter, und unterscheidet

- zwischen der Beanspruchung der Längsträger und derjenigen der Fahrbahnplatte,
- zwischen massgeblichen Belastungszuständen für die Tragfähigkeit und die Ermüdung, und
- zwischen der Vergrößerung der Feldmomente, Stützmomente und Durchbiegungen bei Längsträgern, wobei die berechneten Vergrößerungsfaktoren in der genannten Reihenfolge zunehmen.

Zur Abdeckung der grossen Streubreite der Parameter verwendet er zahlreiche Fahrbahnprofile verschiedener spektraler Dichte sowie unterschiedliche Brücken- und Fahrzeugmodelle. Es zeigt sich klar, dass die dynamischen Radkraftschwankungen mit zunehmender Belagsunebenheit zunehmen, was zu einer proportionalen Zunahme der dynamischen Brückenbeanspruchung führt. Gemäss den Berechnungen haben weder Fahrzeuggewicht noch Achsanzahl grossen Einfluss auf den Vergrößerungsfaktor. Bei zusammengesetzten Fahrzeugen (Lastenzüge, Sattelschlepper) kommt bei der Fahrt über kurze Brücken der zeitlichen Abfolge der auf die Brücke einwirkenden Achskräfte eine entscheidende Bedeutung zu. Bezüglich der geeigneten Vergrößerungsfaktoren für den Tragfähigkeitsnachweis stellt er fest, dass

- ab einer gewissen Mindestspannweite Betriebszustände mit mehreren Fahrzeugen massgeblich sind, und daher die Aussagefähigkeit eines dynamischen Vergrößerungsfaktors

immer erst dann gegeben ist, wenn die dazugehörigen statische Lastwirkung, auf die er bezogen wird, in die Betrachtungen einbezogen wird.

- Norm-Lastmodelle aus unterschiedlichsten Gründen im Vergleich zur Wirklichkeit nicht eindeutig, widerspruchsfrei und realistisch sind, d.h. keine realen Verkehrssituationen daraus abgeleitet werden können, es im Hinblick auf eine Aussage zum Vergrößerungsfaktor jedoch unerlässlich ist, mit einer Anzahl häufiger und extremer Szenarien zu arbeiten.

Bei der gleichzeitigen Belastung durch mehrere Fahrzeuge wird die dynamische Antwort der Brücke durch die Fahrgeschwindigkeit und die damit zusammenhängen Fahrzeugabstände bestimmt. Generell liegen die dynamischen Vergrößerungsfaktoren unter denjenigen von Einzelfahrzeugen. Die dynamische Vergrößerung bei Längsträgern wird mit Vorteil in Funktion der Spannweite angegeben und nicht abhängig von der Grundfrequenz, da die Abnahme des Vergrößerungsfaktors mit zunehmender statischer Verkehrslast und gleichzeitig niedriger Fahrgeschwindigkeit besser erfasst wird. Sofern der massgebliche Lastfall einer partiellen Stausituation entspricht, so beträgt der Vergrößerungsfaktor bereits ab einer Spannweite von 25 m weniger als 1.1.

Auf die Bedeutung dynamischer Effekte für die lokale Beanspruchung wird speziell eingegangen, da hier die dynamischen Radkraftschwingungen den grössten Anteil an der Gesamtbeanspruchung haben. Wegen der kurzen Einflusslängen und der entsprechend hohen Eigenfrequenzen kommt es zu keinen wesentlichen Schwingungen der betreffenden Bauwerksteile, und auch das dynamische Verhalten des Haupttragsystems hat keinen Einfluss. Folglich findet keine Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Brücke statt, und der Vergrößerungsfaktor hängt direkt von den dynamischen Radkräften ab, das heisst entscheidend sind Fahrzeugeigenschaften, Fahrgeschwindigkeit und Fahrbahnunebenheiten. Von grösster Bedeutung ist, wo die maximalen Radkraftspitzen im Bezug auf das belastete Bauwerksteil auftreten. Das Zusammentreffen mit der massgeblichen Laststellung gemäss Einflusslinie wird als extrem unwahrscheinlich erachtet. Bei Mehrfachachsgruppen sind die Phasenbeziehungen der Radkraftverläufe sehr bedeutsam.

Für den Ermüdungsnachweis wird ein schädigungsäquivalenter Vergrößerungsfaktor bestimmt, der sich durch Anwendung der linearen Schadensakkumulation nach Palmgren und Miner sowie dem Rainflow-Zählverfahren ergibt. Für die Fahrbahnplatte als kritischstes Tragelement wird für gute Fahrbahnverhältnisse ein mittlerer Vergrößerungsfaktor von  $\Phi \approx 1.15$  bzw. für mittlere Ebenheit  $\Phi \approx 1.28$  ermittelt. Die Berechnung stützt sich darauf, dass dem Betriebsfestigkeitsnachweis durchschnittliche und nicht extreme Situationen zugrunde liegen, d.h. eine Lokalisierung extremer Radkräfte wird nicht berücksichtigt. Fahrzeugtyp oder Achsanzahl haben nur unbedeutenden Einfluss.

### 9.1.3 Arbeiten ab ca. 1990

An der Carleton Universität in Ottawa, Kanada, beschäftigen sich zu Beginn der 1990er Jahre **Humar und Kashif** mit der dynamischen Belastung von Brücken durch Fahrzeuge [Humar et al. 1993]. Auf der Grundlage sehr einfacher Modelle (einfacher Balken + Einmassenschwinger / Zweifachfahrzeug ohne Achsmassen) wird der Einfluss der verschiedenen Parameter studiert. Auf verfeinerte Modelle wird verzichtet, da diese das Erkennen der grundlegenden Zusammenhänge erschweren. Weder Spannweite noch Grundfrequenz werden als geeignetes Kriterium zur Festlegung des dynamischen Vergrößerungsfaktors erachtet, da ein derart komplexes dynamisches Phänomen nicht mit einem einzigen Parameter erfasst werden könne. Als massgebliche Parameter werden stattdessen das Frequenzverhältnis (Fahrzeug / Brücke), das Nutzlastverhältnis (Gewicht „Normlastwagen“ / Gewicht Brücke) und das Geschwindigkeitsverhältnis (halbe Grundperiode der Brücke / Überfahrtszeit) eingeführt. Mittels einer Auswertung von Versuchsergebnissen wird der Wertebereich dieser Parameter eingeschränkt und anschliessend in einer Parameterstudie eingesetzt. Es wird unter anderem festgestellt, dass es bei einer bestimmten Fahrzeug-Eigenfrequenz zu einem Resonanzeffekt kommt, jedoch entgegen der verbreiteten Auffassung nicht dann, wenn die Eigenfrequenzen von Fahrzeug und Brücke genau übereinstimmen. Das Band der Frequenzverhältnisse  $f_{\text{Fahrzeug}} / f_{\text{Brücke}}$  mit maximaler Vergrößerung wird mit 0.4 bis Werte über 1 angegeben. Unter Verwendung der eingeführten Parameter werden Bemessungskurven für die Bestimmung des dynami-

schen Vergrößerungsfaktors bestimmt, wobei nicht ersichtlich ist von welchen Fahrbahnebenenheiten ausgegangen wird.

In der ersten Hälfte der 1990er Jahre beschäftigen sich **Cebon und Green** eingehend mit der dynamischen Reaktion von Strassenbrücken auf fahrende Lastwagen. In seiner Doktorarbeit entwickelt Green ein Rechenverfahren, mittels welchem die Antwort der Brücke auf die dynamische Belastung durch ein Fahrzeug über Faltung der Achskräfte und anschliessende Lösung des FaltungsinTEGRALS durch Fourier-Transformation in den Frequenzbereich ermittelt wird [Green 1990]. Das Verfahren wird durch Versuche an zwei Autobahnbrücken überprüft und ergibt bei Einbezug von gemessenen Eigenschwingungsformen sehr gute Übereinstimmung der gemessenen mit den berechneten Brückenreaktionen [Green et al. 1994]. In einer anschliessenden Parameterstudie anhand eines vereinfachten Modells (einfacher Balken belastet durch linearen Einmassenschwinger) stellt Green unter anderem fest, dass die Dämpfung des Fahrzeugs grossen Einfluss auf die Dämpfung des Systems Brücke + Fahrzeug hat, und das Fahrzeug sozusagen als Schwingungstilger wirkt. Als wichtigste Parameter identifiziert er Fahrgeschwindigkeit, Eigenfrequenz und Anregung des Fahrzeugs im Vorfeld der Brücke. Je nach Parameterkombination kann die Wechselwirkung zwischen Brücke und Fahrzeug vernachlässigt werden [Green et al. 1997].

Cebon, Cole und Green beschäftigen sich auch intensiv mit der optimalen Auslegung von Fahrzeugaufhängungen, um sowohl die dynamische Belastung von Strassen als auch diejenige von Brücken zu reduzieren [z.B. Green et al. 1995]. Der Vergleich von Luft- und Blattfederungen ergibt, dass Luftfederungen wegen der geringeren Steifigkeit und der höheren Dämpfung vorzuziehen sind. Allerdings zeigen Messungen, dass gerade bei luftgederten Fahrzeugen mit defekten Dämpfern mit grossen Radkraftschwingungen zu rechnen ist [Cebon 1999]. Die Konstruktion von „strassenfreundlichen“ Aufhängungen wird auch in Australien, Kanada und Neuseeland intensiv untersucht, worüber beispielsweise [DePont 1992] berichtet.

In den Niederlanden beschäftigen sich **Vrouwenfelder und Waarts** mit der probabilistischen Modellierung von Verkehrslasten, um Verkehrslastmodelle für die revidierte niederländische Norm zu entwickeln [Vrouwenfelder 1993]. Die Simulationen ergeben, dass bei grossen Spannweiten (>50 m) mit Vergrößerungsfaktoren unter 1.3 zu rechnen ist, während für Spannweiten unter 20 m Werte zwischen 1.5 und 1.8 ermittelt wurden (basierend auf Durchbiegungen). Waarts und Courage untersuchen die dynamische Belastung von Brücken genauer und gehen insbesondere auf geeignete Vergrößerungsfaktoren für einzelne Tragelemente ein [Waarts 1996]. Während sie für Längsträger Werte zwischen 1.03 und 1.13 (gute Belagebenheit) ermitteln, erhalten sie für Querträger von Stahlbrücken Werte zwischen 0.86 und 1.15 (jeweils basierend auf Dehnungen). Die sehr niedrigen Vergrößerungsfaktoren stimmen grössenordnungsmässig mit Messungen überein, die Autoren sehen jedoch Bedarf nach vertiefter Forschung um diese Ergebnisse zu bestätigen.

Im Rahmen des von der Organisation für wirtschaftliche Entwicklung und Zusammenarbeit **OECD** finanzierten Forschungsprogramms **DIVINE** (Dynamic Interaction between Vehicle and INfrastructure Experiment) wurde schwerpunktmässig auf die schädigende Wirkung von Schwerfahrzeugen auf Brücken und Strassen eingegangen [Sweatman 1997]. Die Vorteile von Luftfederungen vor allem im unteren Frequenzbereich wurden bestätigt, im höheren Frequenzbereich (dominante Achslastschwingungen) wurden jedoch Fragezeichen gesetzt. Bei guter Belagebenheit verursachen Luftfederungen mehr als 10% niedrigere dynamische Radkräfte als Blattfederungen, allerdings nur wenn die Dämpfungsrate nicht unter 10% fällt. In dynamischen Lastversuchen an drei Brücken in der Schweiz und vier in Australien wurde festgestellt, dass vor allem die Fahrbahnebenenheiten vor der Brücke von grösster Bedeutung für die dynamischen Vergrößerungen sind. Für die Schweizer Brücken mit guter Belagebenheit wurden geringe Vergrößerungsfaktoren gemessen (1.05 bis 1.25), während für die australischen Brücken mit teilweise ausgeprägten Unebenheiten Werte von 1.04 bis 2.4 gemessen wurden. Die hohen Vergrößerungsfaktoren wurden auf die übereinstimmenden Eigenfrequenzen zwischen Brücke (Grundfrequenz) und Fahrzeug (Achsschwingungen) zurückgeführt, und weitergehende Versuche mit unterschiedlicher Belagebenheit wurden angeregt [Cantieni et al. 2000].

**Kim und Nowak** instrumentieren in den USA zwei Strassenbrücken (Einfeldträger mit 14.6 und 23.9 m Spannweite) zur Messung des dynamischen Vergrößerungsfaktors unter normalem Verkehr [Kim et al 1997]. Die Bestimmung des Vergrößerungsfaktors erfolgt durch Tiefpassfilterung der in Feldmitte gemessenen Dehnungen an den Unterflanschen. Die Messungen zeigen eine klare Abnahme des Vergrößerungsfaktors mit zunehmendem Fahrzeuggewicht, wobei die dynamische Vergrößerung für die schwersten, erfassten Fahrzeuge mit ca. 10% einiges unter den Werten der US amerikanischen Norm [AASHTO 1992] liegt. Die maximalen, im Verlauf der zweitägigen Messkampagnen erfassten Dehnungen betragen knapp 100 Mikrodehnungseinheiten (ca. 20 MPa). In einer analytischen Untersuchung verwenden [Liu et al. 2000] dynamische Radkraftmessungen, um die Ermüdungswirkung der erfassten Fahrzeuge auf eine typische Einfeldbrücke abzuschätzen. Sie kommen zum Schluss, dass der durchschnittliche tägliche Verkehr nur eine schwach schädigende Wirkung hat, die wöchentlich schwersten Lastwagen jedoch Spannungen bewirken, welche mit den Normlastmodellen übereinstimmen.

In Dänemark beschäftigen sich **Kirkegaard und Nielsen** mit dem adäquaten dynamischen Vergrößerungsfaktor für den Nachweis der Tragsicherheit kleiner Strassenbrücken [Kirkegaard et al. 1998]. Sie führen Berechnungen auf probabilistischer Basis durch, wobei sie sich auf den massgeblichen Lastfall der gleichzeitigen Überfahrt von zwei Lastwagen (Ausnahmetransport + schwerer Sattelschlepper) konzentrieren. Mittels Monte-Carlo Simulationen werden unterschiedliche Kreuzungsszenarien berücksichtigt, wobei die Fahrgeschwindigkeit grob zwischen 10 und 90 km/h variiert wird. Die Studie ergibt, dass der dynamische Vergrößerungsfaktor bei steigendem Fahrzeuggewicht abnimmt und die gleichzeitige Belastung durch zwei Lastwagen zu einer nochmaligen Abnahme führt. Angesichts der ermittelten Werte erscheint der in der dänischen Norm angegebene dynamische Vergrößerungsfaktor von 1.25 als deutlich zu konservativ. In weiteren Simulationen wird die Wirkung von Fahrbahnunebenheiten untersucht, wobei auch präzise vermessene Unebenheitsflächen einbezogen werden [Nielsen et al. 1998]. Insgesamt zeigt sich, dass die stärksten dynamischen Vergrößerungen durch die Fahrt über ausgeprägte Einzelhindernisse (Buckel) zu erwarten sind.

In der Schweiz konzentriert sich **Broquet** auf die Bestimmung geeigneter Vergrößerungsfaktoren für Stahlbeton-Fahrbahnplatten von Strassenbrücken [Broquet 1999]. In zahlreichen numerischen Simulationen der Fahrt zwei- und dreiachsiger, blattgefederte Fahrzeuge über verschiedene, räumliche Brückenmodelle bestimmt er die Vergrößerungen für Dehnungen, Momente und Querkräfte, welche er in definierten Querschnitten erfasst. Er untersucht jedoch nicht, an welcher Stelle die maximalen Vergrößerungen auftreten und wie hoch diese sind. Um die dynamische Vergrößerung auf Bruchniveau zu erfassen, verwendet er vereinfachte Brückenmodelle mit lokal reduzierten Steifigkeiten. Die linear elastischen Simulationen mit diesen Modellen zeigen keine eindeutige Tendenz zur Variation der Vergrößerungsfaktoren.

Eine ähnliche Studie wie in Dänemark wird in Spanien durch **Calçada und Cunha** durchgeführt [Calçada et al. 1999]. Mittels Monte-Carlo Simulationen erfassen sie Fahrbahnprofil, Federsteifigkeiten der Aufhängungen und Räder sowie den Abstand zwischen Fahrzeugen als stochastische Variable. Das untersuchte Szenario umfasst die Fahrt einer Folge von drei Lastwagen über eine Zweifeldbrücke mit einer Gesamtlänge von 30 m. Die Berechnungen ergeben dynamische Vergrößerungsfaktoren zwischen 1.2 und 2.2, wobei die Autoren keine Aussage über zu erwartende Werte wagen.

Im Rahmen eines gross angelegten Forschungsprojektes der Europäischen Union zur dynamischen Achslastmessung („weighing-in-motion WIM“ – Wiegen während der Fahrt) wurde auch die dynamische Belastung einer Brücke durch ein überfahrendes Fahrzeug intensiv untersucht [WAVE 2001]. Mit dem Ziel, Brücken für das Wiegen während der Fahrt auszurüsten, wurde die Belleville-Brücke in Frankreich umfassend instrumentiert und durch ein Spezialfahrzeug des technischen Forschungszentrums in Finnland belastet, welches für die Messung der dynamischen Radkräfte ausgerüstet ist und dessen dynamischen Eigenschaften genau bekannt sind. Es wurde festgestellt dass das Fahrzeug durch ausgeprägte Fahrbahnunebenheiten vor allem auch unmittelbar vor der Brücke zu starken Schwingungen angeregt wird. Die Dehnungsmessungen an der Fahrbahnplatte (or-

thotrope Platte), welche sehr kurze Einflusslinien aufwies, erlaubte die Identifikation einzelner Achsen, während die Messungen am Brückenträger (Kastenträger) die Wirkung des ganzen Fahrzeugs wiedergab. Allerdings erlaubten es die Unsicherheiten bezüglich der Position des Fahrzeugs in Querrichtung sowie die dynamischen Vergrößerungen nicht, aufgrund der Messungen die einzelnen Achslasten sowie das Gesamtgewicht eines Fahrzeugs zuverlässig zu bestimmen [Lutzenberger et al. 1999].

An der Universität von Hongkong untersuchen [Au et al. 2001] die Wirkung von zufallsverteilten Fahrbahnunebenheiten und Langzeitverformungen auf Mehrfeldträger und Schrägseilbrücken. Die Brücken werden mittels Finite-Elemente Modellen erfasst, und die Fahrzeuge als Einmassenschwinger. Sie stellen fest, dass Langzeitverformungen nur geringe Folgen für die dynamische Vergrößerung haben, während das Profil der Fahrbahnunebenheiten einen beträchtlichen Einfluss hat.

#### **9.1.4 Zusammenfassung**

Dieser Auszug aus der vorhandenen Fachliteratur gibt einen Eindruck von der enormen Anzahl an experimentellen und analytischen Untersuchungen, welche auf dem Bereich der dynamischen Belastung von Strassenbrücken durch Verkehrslasten durchgeführt wurde. Es erstaunt nicht, dass dieses Forschungsgebiet bereits 1982 von Fachleuten als wissenschaftlich erschöpft erachtet wurde (siehe [ASCE 1982]). Trotz des Vorliegens von Hunderten von Versuchsergebnisse aus der Schweiz, den USA, Kanada usw. werden jedoch weiterhin dynamische Lastversuche durchgeführt. Auch die analytische Behandlung des Problems erscheint vielen Forschern heute noch genügend attraktiv, um sich damit zu befassen - dank der heutigen Mittel anhand immer ausgefeilterer Modelle und numerischer Berechnungen.

Angesichts der in dieser Arbeit präsentierten Erkenntnisse erstaunt es einerseits nicht, dass die bisherigen Arbeiten zu keinem befriedigenden Ergebnis gelangt sind. Bei der Fahrt eines Fahrzeugs über eine Brücke handelt es sich tatsächlich um eine sehr komplizierte mechanische Fragestellung, bei der angesichts der Vielfalt an Brücken, Fahrzeugen und Fahrbahnprofilen mit immer verschiedenen Ergebnissen zu rechnen ist. Indem in der vorliegenden Arbeit vor allem die für die Tragsicherheit relevanten Szenarien untersucht werden und nicht nur die Wirkung eines Einzelfahrzeugs, gelingt es dieses Problem zu überwinden.

Andererseits ist denkwürdig, auf welche Unkenntnis grundlegender Zusammenhänge der Statik und Dynamik aufgrund der Untersuchungsmethoden und Folgerungen geschlossen werden muss. Es bedarf keiner aufwendigen, dynamischen Berechnungen an dreidimensionalen Modellen um festzustellen, dass die Bewegungen der Brücke bei der Überfahrt eines Einzelfahrzeugs gegenüber den Fahrbahnunebenheiten von untergeordneter Bedeutung sind. Unzählige sind die Veröffentlichungen, in denen aufgrund aufwendiger Untersuchungen banalerweise geschlossen wird, dass das dynamische Verhalten des Fahrzeugs (Steifigkeit der Aufhängung / Reifen, Masse etc.) oder das Fahrbahnprofil von grosser Bedeutung für die dynamische Vergrößerung sind. Gewisse Publikationen widmen sich beispielsweise nur dem Thema, welche Definitionen bereits für die Bestimmung der dynamischen Vergrößerungsfaktors angewandt wurden, ohne darüber nachzudenken welche dynamischen Phänomene eigentlich damit beschrieben werden.

Im Bezug auf die vorliegende Arbeit kann festgestellt werden, dass keine Veröffentlichung gefunden wurde, welche die Fragestellung derart breit behandelt. In den allermeisten Fällen wird auf den Fall eingegangen, in welchem eine Brücke durch ein Einzelfahrzeug belastet wird. Dies hängt nicht zuletzt damit zusammen, dass die überwiegende Mehrzahl der Brücken in Nordamerika kurze Einfeldträger sind. Nur sehr wenige Untersuchungen beschäftigen sich mit der gleichzeitigen Wirkung mehrerer Fahrzeuge. Die Forschung beschränkt sich praktisch ausschliesslich auf die Analyse der Wirkung von Fahrbahnunebenheiten, mit Ausnahme einer Handvoll Veröffentlichungen, in denen näher auf die Wirkung von Bremsmanövern eingegangen wird. Keine einzige Arbeit ist bekannt, in welcher sich Gedanken zu dynamischen Vergrößerungen auf Bruchniveau gemacht wurden, d.h. für die Brücke wird immer elastisches Materialverhalten vorausgesetzt. Dies ist auch darauf zu-



rückzuführen, dass der Tragsicherheitsnachweis in den USA immer noch auf dem Nachweis zulässiger Spannungen beruht [AASHTO 1995].

In dieser Arbeit finden sich Antworten auf Fragen, die seit vielen Jahrzehnten im Raum stehen. Dennoch darf davon ausgegangen werden, dass sich noch unzählige Forscher dem Gebiet widmen werden, nicht zuletzt da die Behandlung der Phänomene auf Bruchniveau in der vorliegenden Arbeit einen völlig neuen Bereich eröffnet.

## 9.2 Angaben zum dynamischen Vergrößerungsfaktor in verschiedenen Normen

### 9.2.1 Gemeinsamkeiten

In den Bemessungsnormen vieler Länder (Schweiz, Frankreich, Deutschland, EU, USA, Kanada, Japan, Indien) wird die dynamische Beanspruchung infolge von Verkehrslasten berücksichtigt, indem die statischen Lasten der Verkehrslastmodelle mit Lastfaktoren multipliziert werden. Die in Normen angegebenen Lastfaktoren sollen auch sehr ungünstige Fälle abdecken und sind daher an der oberen Grenze dessen angesiedelt, was nach dem jeweiligen Wissensstand als wahrscheinlicher Wertebereich angesehen wird. Die Werte basieren in der Regel auf Feldversuchen an bestehenden Brücken.

Bereits sehr früh wurde der dynamische Lastfaktor als Funktion der Spannweite angegeben, da in Versuchen ein diesbezüglicher Zusammenhang festgestellt wurde [Melan 1893]. Mit dem Aufkommen der Analyse der Versuchsdaten im Frequenzbereich wurde in Kanada dazu übergegangen, den Vergrößerungsfaktor in Funktion der Grundfrequenz der Brücke aufzutragen [Csagoly et al. 1972]. Im Bezug auf das dynamische Verhalten ist die Grundfrequenz aussagekräftiger, und es wurde vermutet dass das Verhältnis zwischen der Grundfrequenz der Brücke und der Eigenfrequenzen der Schwerfahrzeuge einen entscheidenden Einfluss hat.

In Kanada wurde der dynamische Vergrößerungsfaktor in der Lastnorm auch zeitweise in Funktion der Grundfrequenz spezifiziert. In der Schweiz wurde dies im Hinblick auf die Revision der Norm SIA 160 im Jahr 1988 ebenfalls erwogen. In den 1990er Jahren wurde allgemein dazu übergegangen, einheitliche Werte für den Vergrößerungsfaktor vorzuschreiben (Schweiz, Kanada, USA). Damit sollte die Bemessung im Verlaufe der Projektierung vereinfacht werden, da zu dem Zeitpunkt wesentliche Parameter für die Berechnung der Grundfrequenz noch gar nicht bestimmt sind.

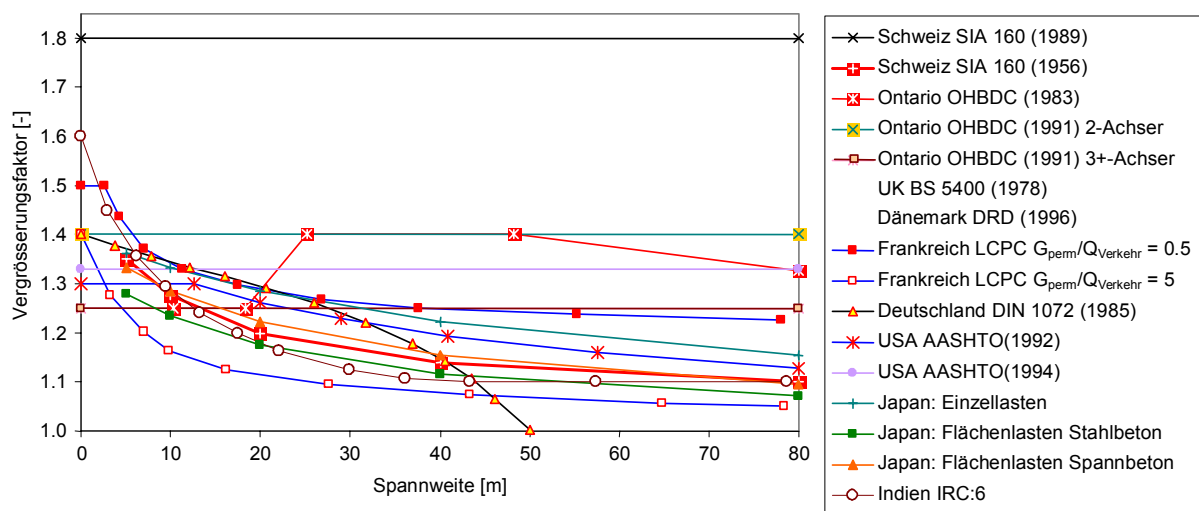


Bild 181: Vergleich von Normvorschriften für Vergrößerungsfaktoren im Überblick

Bild 181 gibt einen Überblick über die Werte für den Vergrößerungsfaktor, welche in diversen internationalen Normen vorgeschrieben sind. Genauere Angaben finden sich in den nachfolgenden Unterabschnitten. Die Angaben basieren teilweise auf [Coussy 1984] und [Paultre et al. 1992]. Mit

Ausnahme der Norm OHDBC (1983) der kanadischen Provinz Ontario wird der Vergrößerungsfaktor in Funktion der Spannweite oder als Konstante angegeben. Der OHDBC (1983) definiert den Vergrößerungsfaktor in Funktion der Grundfrequenz, welche zwecks Vergleichs in die wahrscheinliche Spannweite umgerechnet wurde. Dabei wurde die in [Tilly 1986] vorgeschlagene Beziehung  $f_0 = 82 \cdot L_{\max}^{-0.9}$  verwendet, obwohl diese für Spannweiten unter 25 m völlig ungenügend ist (siehe Bild 251).

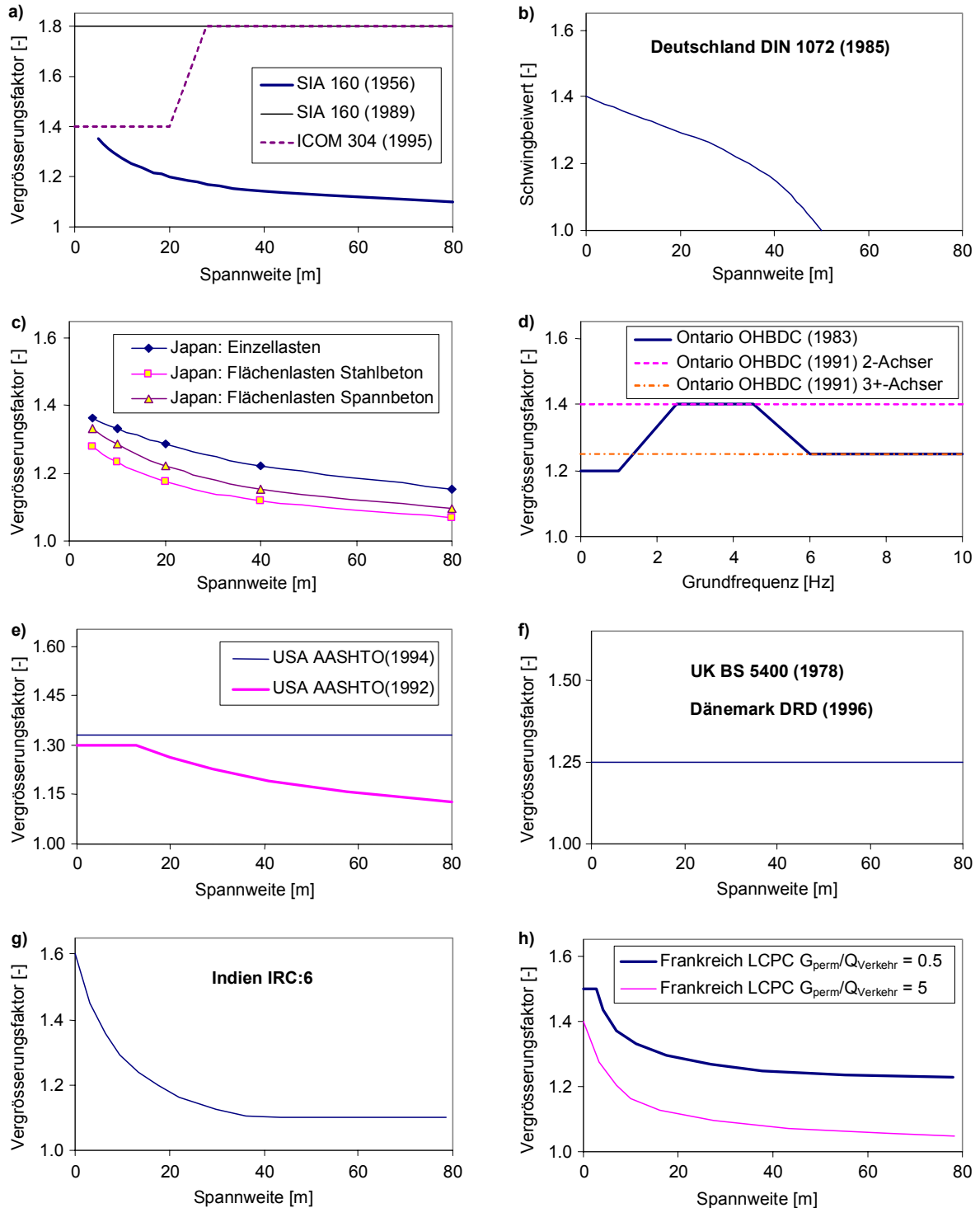


Bild 182: Detaillierter Vergleich von Normvorschriften für Vergrößerungsfaktoren

Der Vergleich der Vergrößerungsfaktoren in verschiedenen Normen wird dadurch erschwert, dass die Faktoren je nach Norm unterschiedlich angewendet werden. In gewissen Normen bezieht sich der Vergrößerungsfaktor nur auf einen Teil der Verkehrslastmodelle, in anderen wird nach Bauweise oder Nutzlastverhältnis unterschieden. Die vorgeschriebenen Werte bewegen sich im relevanten Bereich zwischen 7 und 40 m Spannweite im Bereich von 1.1 bis 1.4, mit Ausnahme des Werts gemäss SIA 160 (1989). Man erkennt die Tendenz neuerer Normen, zwecks Vereinfachung einen konstanten Faktor für das ganze Spektrum zu spezifizieren.

Bild 181 zeigt deutlich die Unterschiede in den Normen, nach welchen die meisten Brücken in Europa und Nordamerika bemessen wurden, auch wenn es nicht in allen Einzelheiten korrekt ist. Die Differenzen lassen sich zum Teil dadurch erklären, dass sich Brückenkonstruktionen, Fahrzeugeigenschaften und Strassenunterhalt von Land zu Land geringfügig unterscheiden. In jedem Land, welches über eigene Vorschriften verfügt, wurden eigens dynamische Lastversuche durchgeführt, sodass sich teilweise auch die Unterscheide in Konzeption und Auswertung der Versuche ausgewirkt haben. Der Wissenstransfer zwischen den Ländern scheitert erfahrungsgemäss oft am Insistieren auf nationalen Besonderheiten und Konservativismus der jeweiligen Ingenieure. Und nicht zuletzt haben die mit den Versuchen betrauten Institutionen ein gewisses Interesse dass die Frage des geeigneten Vergrößerungsfaktors offen bleibt.

### 9.2.2 Vergrößerungsfaktoren in Schweizer Normen

Bereits in der ersten Schweizer Lastnorm von 1892 fand sich ein Vergrößerungsfaktor, mittels dessen die angegebenen Kennwerte der Verkehrslasten zu vergrössern waren. In den Normen von 1956 und 1970, nach denen mit Abstand die meisten Schweizer Brücken bemessen wurden, betrug der „Stosszuschlag  $\varphi_2$ “ je nach Spannweite ca. 10 bis 30% (siehe Bild 182 a) bzw. Formel (1)). Aus Bild 181 ist ersichtlich, dass die Schweiz damit im Mittelfeld der Normen aus dieser Zeit lag. Der Stosszuschlag war auf alle Verkehrslastmodelle anzuwenden und für alle Arten von Brücken gültig, mit der Ausnahme von Vouten aus Beton oder Mauerwerk, wo nur die Hälfte empfohlen war. In der Norm von 1956 war zudem festgehalten, dass der Wert nur für geringe Fahrbahnebenheiten anwendbar war, ansonsten war er um 50% zu erhöhen.

$$\varphi_2 [\%] = 5 \cdot \frac{100 + L}{10 + L}, \quad L: \text{Spannweite [m]} \quad (1)$$

Umfangreiche Messkampagnen liessen diese Werte als wesentlich zu tief erscheinen, und die Norm von 1989 legte schliesslich einen Zuschlag von 80% fest. Bild 181 zeigt, dass die Schweiz sich dadurch mit Abstand an die Spitze setzte. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass dieser Wert sich nur auf den Teil der Verkehrslastmodelle bezog, welcher die Wirkung eines extrem schweren Einzelfahrzeugs erfasste. Der „dynamische Beiwert“, wie er dort bezeichnet wurde, war gleichermaßen für die Nachweise der Tragfähigkeit, Ermüdungssicherheit und Gebrauchstauglichkeit gültig. In der Norm wird festgehalten, dass er das Verhalten von Tragwerken mit ungünstiger Grundfrequenz berücksichtigt. Er hat nur Gültigkeit, wenn die Mindestanforderungen an die Qualität der Fahrbahnoberfläche erfüllt sind.

Seit 2003 sind in der Schweiz die nationalen Anwendungsdokumente des Eurocodes gültig, welche mit „Swisscodes“ bezeichnet werden. Dem Eurocode entsprechend scheint ein Vergrößerungsfaktor in der Definition der Verkehrslasten nicht mehr explizit auf, sondern ist bereits in die angegebenen Lastwerte eingerechnet. Im Vergleich zur Norm SIA 160 (1989) ergibt sich mit dem Swisscode 261 keine Änderung, das heisst es wird weiterhin ein Vergrößerungsfaktor von 1.8 für konzentrierte Achslasten vorgeschrieben.

### 9.2.3 Vergrößerungsfaktoren im Eurocode

Im Eurocode ist der Vergrößerungsfaktor bereits in den Lastmodellen eingeschlossen. Die Ausnahme bilden jene Verkehrslasten, welche für den Nachweis der Ermüdungssicherheit zu berücksichtigen sind. In der Nähe von Belagsunebenheiten und Fahrbahnübergängen ist eine zusätzliche

dynamische Vergrößerung der Achslasten zu berücksichtigen, welche im Maximum 30% beträgt und bis in 20 m Abstand auf Null abfällt.

Im Abschnitt über die Verkehrslasten für die Ermüdungssicherheit wird ausgeführt, dass die angegebenen Vergrößerungsfaktoren grundsätzlich für eine mittlere Fahrbahnebenheit und normale Fahrzeugaufhängungen gültig sind. Für den ungünstigsten Fall wird ein Wert von 1.7 vorgeschrieben, höhere Werte für sehr unebene Fahrbahnen oder Resonanzfälle werden jedoch noch nicht ausgeschlossen.

#### 9.2.4 Vergrößerungsfaktoren in den USA

In den USA bestanden bereits 1931 Vorschriften, welche einen Vergrößerungsfaktor („impact factor“) in Funktion der Spannweite enthielten. Die 1983 revidierte Version der Norm [AASHTO 1983] sah ebenfalls eine dynamischen Lastvergrößerung („impact allowance or increment“) in Funktion der Spannweite vor, welche in der Fassung von 1992 beibehalten wurde. Die dynamische Lastkomponente soll bei der Bemessung des Oberbaus und der Stützen die Zusatzbeanspruchungen infolge dynamischer Effekte von Verkehrslasten (Schwingungen und Stöße) abdecken, und wird mit folgender Formel bestimmt (siehe auch Bild 182 e):

$$I = \frac{50}{125 + 3.28 \cdot L} \leq 0.3, \quad L: \text{Spannweite [m]} \quad (2)$$

In der Version [AASHTO LRFD 1994] der Norm wird die Nutzlast als Kombination einer Flächenlast von 9.8 kN/m sowie des „Normlastwagens“ HS20 definiert. Der dynamische Lastfaktor („dynamic load allowance“) beträgt 1.33 und wird nur auf das Einzelfahrzeug angewandt. Diese Version hat jedoch eine untergeordnete Bedeutung, da mit der Ausgabe [AASHTO 1995] der Norm wieder auf die Grundsätze der Version [AASHTO 1983] zurückgekommen wird (Nachweis zulässiger Spannungen).

#### 9.2.5 Vergrößerungsfaktoren in Kanada

In der kanadischen Provinz Ontario wurden seit 1979 von den US-Vorschriften abweichende Regelungen angewandt. Die Norm OHDBC sah zwischen 1979 und 1983 folgende Werte für den Vergrößerungsfaktor („dynamic load allowance“) vor:

Fahrbahnplatten:	1.4
Träger kürzer als 12 m:	1.35
Längsträger länger als 12 m:	1.30 bis 1.45 in Abhängigkeit von der Grundfrequenz $f_0$ , Grösstwert für $f_0$ zwischen 2.5 und 4.5 Hz

Im Anschluss an eine umfangreiche Versuchsreihe wurde die Vorschrift 1983 überarbeitet. Der dynamische Lastfaktor betrug daraufhin (siehe Bild 182 d)):

Tragwerke mit Grundfrequenzen zwischen 2.5 und 4.5 Hz:	1.4
Übrige Tragwerke:	1.2

Seit 1991 gibt die Norm einen frequenzunabhängigen dynamischen Lastfaktor in Funktion der Achszahl des „Normlastwagens“ an:

2-Achser:	1.3
3 und mehr Achsen:	1.25

Die Vorschriften der Norm für Ontario wurden jeweils für ganz Kanada übernommen.

### 9.2.6 Vergrößerungsfaktoren in Normen weiterer Länder

Leider sind Normen heute noch nicht einfach via Internet zugänglich, da der Normenverkauf eine wichtige Finanzierungsquelle für deren Erstellung darstellt. Eine umfassende Auswertung aller bestehenden Normen wäre daher sehr aufwendig. Im Folgenden werden jene Länder erwähnt, für deren Vorschriften zum Vergrößerungsfaktor Informationen vorliegen.

- In **Grossbritannien** sind die Verkehrslasten für die Bemessung von Strassenbrücken im British Standard BS 5400 geregelt. Die Version von 1978 sieht einen einheitlichen Vergrößerungsfaktor von 1.25 vor (Bild 182 f)).
- In **Dänemark** hat das Amt für Strassenbau 1996 eine Empfehlung für die Überprüfung bestehender Brücken herausgegeben, gemäss welcher der Vergrößerungsfaktor ebenfalls zu 1.25 anzunehmen ist (The Danish Road Directorate: Guideline/Code for assessment of the load carrying capacity of existing bridges (1996)).
- In **Deutschland** enthält die DIN 1072 (1985) Angaben zum vorgeschriebenen „Schwingbeiwert“. Er beträgt im Maximum 1.4 und fällt bis zu einer Spannweite von 50 m progressiv auf Null ab (Bild 182 b)).
- In **Japan** wird der Vergrößerungsfaktor in Abhängigkeit von der Spannweite, Bauweise der Brücke und dem Verkehrslastmodell bestimmt (Bild 182 c)). Die Werte sind für Einzellasten höher als für Flächenlasten, und bei diesen wiederum tiefer bei den generell weniger schlanken Konstruktionen aus Stahlbeton.
- In **Indien** gibt der Indian Roads Congress IRC die Normen heraus, wobei in der Norm IR:6 die Strassenlasten für Brücken geregelt sind. Gemäss [Coussy 1984] variiert der Vergrößerungsfaktor für übliche Spannweiten zwischen 1.4 (kurze Brücken) und 1.1 (lange Brücken), siehe Bild 182 g).

### 9.2.7 Vergleich und Ausblick

Generell lässt sich feststellen dass in den Normen ab ca. 1990 davon abgewichen wird, den Vergrößerungsfaktor in Funktion der Spannweite anzugeben. Ein einheitlicher Wert in der Grössenordnung von 1.3 wird vorgezogen, der sich jedoch nur auf konzentrierte Verkehrslasten bezieht. Um den bemessenden Ingenieur möglichst gänzlich von der Frage möglicher dynamischer Vergrößerungen zu befreien, wird dieser Faktor fallweise direkt in die Lastkennwerte eingerechnet. Da die Frage der Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken zunehmend an Relevanz gewinnt, ist damit zu rechnen dass die Frage des geeigneten Vergrößerungsfaktors für Überprüfungen weiterhin aktuell bleibt.

## 9.3 Zusammenfassung

Nach mehr als 150 Jahren Forschung auf dem Gebiet der dynamischen Beanspruchung von Brücken durch Fahrzeuge liegt ein reichhaltiger Bestand an Daten und Wissen vor, der sowohl auf experimentellen als auch theoretischen Untersuchungen beruht. Trotzdem wird weiterhin auf diesem Gebiet geforscht, dank moderner Technik mit immer leistungsfähigeren Hilfsmitteln. Relativ früh scheint die Fragestellung den Spezialisten der Dynamik und Versuchstechnik überlassen worden zu sein, welche sich auf die komplizierten, dynamischen Phänomene konzentriert haben, ohne deren Relevanz für die Tragsicherheit von Strassenbrücken zu hinterfragen.

Es wurde keine Arbeit gefunden, in der die Problematik umfassend und anwendungsbezogen behandelt wurde, indem für die Tragsicherheit von Strassenbrücken relevante Gefährdungsbilder konsequent, das heisst bis zum Bruch, analysiert wurden. Bei kurzen Brücken, welche die Mehrzahl in Nordamerika darstellen, ist Ermüdung infolge der Überfahrt schwerer Einzelfahrzeugs massgeblich und die Beschränkung auf elastisches Materialverhalten gerechtfertigt. Gerade in Europa, wo andere Konstruktionstypen vorherrschen, stellt jedoch der Tragfähigkeitsnachweis unter Berücksichtigung plastischer Querschnittswiderstände das massgebliche Kriterium dar. Die Anwendung

von Vergrößerungsfaktoren, welche strikt an elastisches Materialverhalten gebunden sind, ist dabei fragwürdig.

Ein Blick auf verschiedene Normen zeigt, dass Strassenbrücken weltweit in den vergangenen 70 Jahren unter Berücksichtigung ganz unterschiedlicher Werte des dynamischen Lastfaktors bemessen wurden. Generell scheint bei der Festlegung neuerer Normvorschriften relativ pragmatisch vorgegangen worden zu sein. Auch wenn die Umsetzung der Forschungsergebnisse nicht immer korrekt war, indem vor allem Brückenschwingungen als Lastvergrößerung interpretiert wurden, ist das Resultat zumeist durchaus vernünftig. So wird der Vergrößerungsfaktor in neueren Normen nur auf konzentrierte Verkehrslasten angewendet, welche bei langen Brücken an Bedeutung verlieren.

## 10 Verkehrslasten auf Strassenbrücken

### 10.1 Übersicht

In diesem Abschnitt wird auf Verkehrslasten, deren Modellierung durch Verkehrslastmodelle sowie die Bestimmung von Verkehrslast-Kennwerte eingegangen. Die eingehende Behandlung dieser Themen ist notwendig, weil sich die statische und die dynamische Wirkung des Verkehrs nicht voneinander trennen lassen. Bei der Festlegung eines Vergrößerungsfaktors für den Tragsicherheitsnachweis von Strassenbrücken ist von zentraler Bedeutung, auf welche Verkehrslastmodelle der Faktor angewendet werden soll.

Zuerst wird anhand von Messungen gezeigt, wie sich der Schwerverkehr in der Schweiz zusammensetzt. Dabei ist nicht zu übersehen, dass der Schwerverkehr nur einen Teil des Gesamtverkehrs ausmacht. Wie am Ende des Abschnitts gezeigt wird, verhindern Personenwagen generell eine zu starke Konzentration der Verkehrslasten.

Das Kernstück dieses Abschnitts ist die differenzierte Erfassung von konzentrierten Verkehrslasten. Es wird begründet, warum zwischen Einzel-, Doppel- und Dreifach-Achsen unterschieden werden sollte, und wie sich Lastkennwerte aufgrund von Messungen bestimmen lassen. Die ermittelten Kennwerte fließen, ergänzt durch Überlegungen zu typischen und extremen Verkehrslasten, in das Nachweiskonzept im Abschnitt „Anwendung“ ein.

### 10.2 Verkehrsaufkommen und Verkehrszusammensetzung

Ein wesentlicher Grund für die Überprüfung der Sicherheit von Strassenbrücken ist der ständig zunehmende Verkehr auf den Strassen. Dabei ändert sich nicht nur das Verkehrsvolumen, sondern auch die Verkehrszusammensetzung, d.h. der Anteil an Schwerverkehr. Da sich der Strassenverkehr von Strassenabschnitt zu Strassenabschnitt sowie im Verlauf der Zeit ändert, werden die wichtigsten Verbindungen zunehmend mit Messstellen ausgerüstet. Je nach Art des Messgeräts liefern diese Messstellen die folgenden Informationen:

- Einfache Zählstelle: Im einfachsten Fall wird nur die Anzahl Fahrzeuge pro Zeiteinheit erfasst. Damit lassen sich Verkehrsmodelle erstellen bzw. kalibrieren. Aus den Messungen lassen sich jedoch keine Schlüsse auf die Belastung von Strassen und Brücken ziehen.
- Zählstelle mit Längenklassenerfassung: Es werden nicht nur die Anzahl Fahrzeuge, sondern auch deren Achsabstände erfasst, woraus die Verkehrszusammensetzung bestimmt werden kann. Die Anzahl Schwerverfahrzeuge hat Bedeutung für die Zustandsentwicklung der Strassen und Brücken.
- Messstelle für das Wiegen während der Fahrt (WIM): Zusätzlich zur Geometrie der Fahrzeuge werden auch die dynamischen Achskräfte gemessen. Diese Daten können im Rahmen von Überprüfungen dazu benützt werden, die Kennwerte der in den Bemessungsnormen definierten Lastmodelle zu aktualisieren.

Bild 183 zeigt eine Auswertung aller automatischen Zählstellen in der Schweiz über die letzten zehn Jahre (ASTRA Verkehrsdaten, [www.verkehrsdaten.ch](http://www.verkehrsdaten.ch)). Auffallend ist die beinahe lineare Zunahme des Verkehrsaufkommens und die starke Zunahme auf den Autobahnen (+33.5 % über 11 Jahre). Zu berücksichtigen ist, dass die Grafik primär die Situation ausserhalb der Städte widerspiegelt, da sich die Zählstellen zumeist ausserorts befinden. Allerdings befinden sich auch die meisten Brücken ausserhalb der Städte.

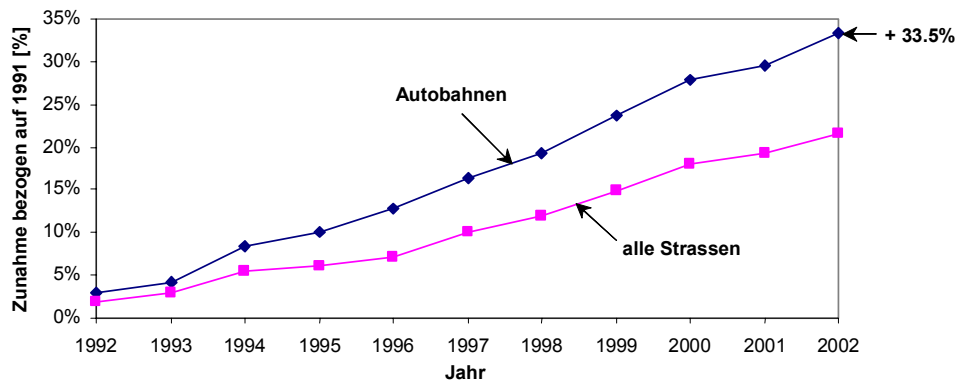


Bild 183: Verkehrsentwicklung in der Schweiz: Mittel des durchschnittlichen Tagesverkehrs für alle (meist ausserorts liegenden) automatischen Zählstationen (ASTRA Verkehrsdaten, [www.verkehrsdaten.ch](http://www.verkehrsdaten.ch))

Aus der Zunahme der Verkehrsdichte lässt sich nicht direkt auf eine Zunahme der Verkehrslasten schliessen. Hierfür ist eine Analyse der Verkehrszusammensetzung sowie der einzelnen Achslasten erforderlich. Bild 184 zeigt Beispiele der Verkehrszusammensetzung in Abhängigkeit von Ort und Zeit der Messeinrichtungen. Links kommt vor allem zum Ausdruck, dass der Schwerverkehr selten mehr als 25% des gesamten Verkehrs ausmacht. Rechts sind aktuellere Beispiele für den Anteil der verschiedenen Fahrzeugtypen am Schwerverkehr in der Schweiz ersichtlich. Die Durchmischung des Verkehrs ist von grosser Bedeutung, weil die leichten Fahrzeuge gewissermassen als Abstandhalter wirken und dadurch eine starke Konzentration sehr schwerer Lasten auf Brücken verhindern.

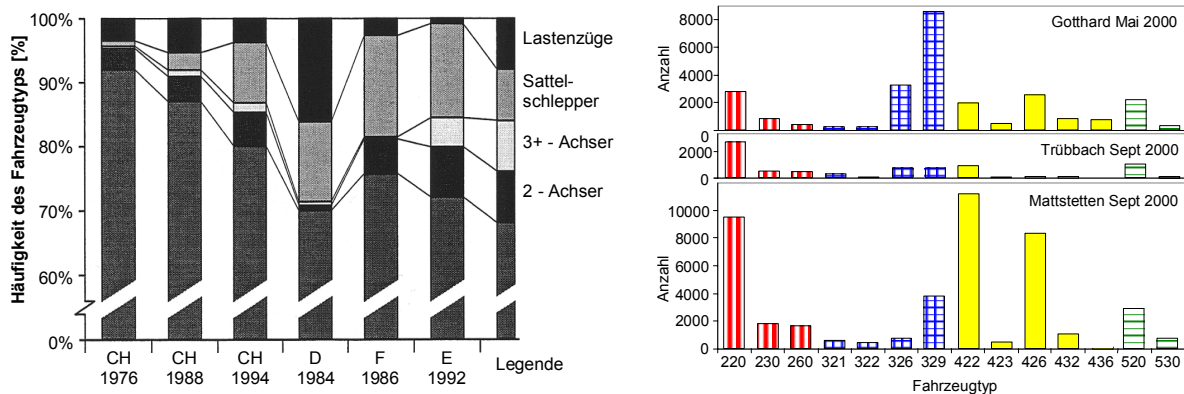


Bild 184: Variation der Verkehrszusammensetzung in Funktion von Ort und Zeit; links: aus [Bailey 1996], rechts: aus [Shojaati et al. 2002]

Eine wichtige Grundlage für die Erfassung des Schwerverkehrs bildet die Klassifizierung der Fahrzeugtypen. Bild 185 zeigt die Klassifizierung der in der Schweiz verkehrenden Lastwagentypen und deren Häufigkeit. Als Grundlage für die rechts gezeigten Diagramme werden wie auch in weiterer Folge die Daten verwendet, auf welche sich der Bericht „Tägliche äquivalente Verkehrslast TF verschiedener Strassentypen in der Schweiz“ des Schweizerischen Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute stützt [Shojaati 2002]. Diese Daten wurden in den Monaten Mai / September 2000 und März / Juli 2001 an den fünf Schweizer Messstationen für das Wiegen während der Fahrt erfasst (Gotthard, Trübbach, Mattstetten, Denges und Plazzas).



Typ	Konfiguration	Typ	Konfiguration
220		422	
230		423	
260		426	
321		432	
322		436	
326		520	
329		530	

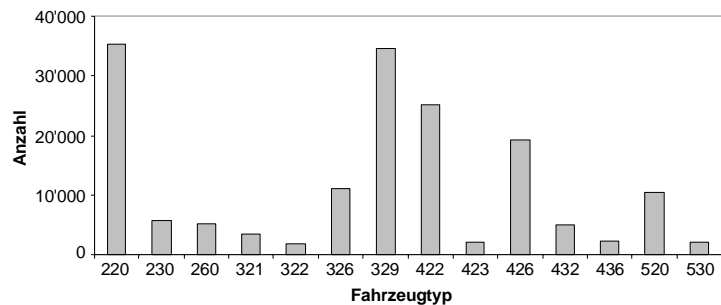


Bild 185: Klassifizierung der in der Schweiz verkehrenden Lastwagentypen und deren Häufigkeit (Daten 2000 und 2001) [VSS 1017 (2002)]

### 10.3 Modellierung von Verkehrslasten

Zur Erfassung der Wirkung von Verkehrslasten werden je nach Verwendungszweck unterschiedliche Modelle eingesetzt. Im Fall der Bemessung des Strassenoberbaus beschränkt sich die Modellierung auf die einzelnen Achsen und Achsgruppen, da die Einflusslängen der tragenden Schichten sehr kurz sind. Im Fall von Brücken, wo die einzelnen Tragelemente auch grosse und vor allem sehr unterschiedliche Spannweiten aufweisen, sind wesentlich kompliziertere Modelle erforderlich. Verkehrslastmodelle für Strassenbrücken lassen sich grundsätzlich unterscheiden zwischen Modelle für

- **Verteilte Lasten**, welche sich aus dem Fahrzeuggesamtgewicht und der vom Fahrzeug beanspruchten Fläche ergeben, und für
- **Konzentrierte Lasten**, das heisst den Lasten, welche durch einzelne Räder, Achsen oder nahe liegenden Achsgruppen auf die Fahrbahn übertragen werden.

Die Höhe der verteilten Lasten ist massgeblich für die Beanspruchung von Brückenlängsträgern mit einer Spannweite von mehr als ca. 10 m. Bei geringeren Spannweiten ist es angebracht, die einzelnen Rad- bzw. Achslasten zu berücksichtigen (Bild 186 rechts). Bei langen Spannweiten vereinfacht die Annahme verteilter Lasten die Berechnung und trägt dem Umstand Rechnung, dass sich Lage, Konfiguration und die einzelnen Achslasten der Fahrzeuge auf einer Brücke ständig ändern (Bild 186 links).



Bild 186: Situationen in denen die Verkehrslasten besser als die Wirkung verteilter (links) oder konzentrierter (rechts) Lasten erfasst wird

#### 10.3.1 Verkehrslastmodelle in der Schweiz

In der Schweiz wird die Wirkung der Verkehrslasten durch die Kombination mehrerer Verkehrslastmodelle erfasst. Je nach Bedeutung der Strasse, die über die Brücke führt, wird auch der Nachweis für ein Verkehrsmodell verlangt, das die Wirkung eines Sondertransports erfassen soll.

Dieses ist jedoch gegenüber den Modellen zu Erfassung der normalen Verkehrslasten zumeist nicht massgeblich. Normaler Verkehr wird in der Norm SIA 160 von 1989 durch die kombinierte Wirkung dreier Verkehrslastmodelle berücksichtigt (siehe Bild 187 Mitte):

- Lastmodell 1 stellt die konzentrierte Wirkung einer extrem schweren Achsgruppe dar. Die Radlast in extremer Grösse (inkl.  $\gamma_Q$ ) beträgt  $75 \text{ kN} \cdot 1.5 = 112.5 \text{ kN}$ , wobei für den Nachweis noch ein Vergrößerungsfaktor von  $\Phi = 1.8$  zu berücksichtigen ist.
- Lastmodell 2 entspricht gemäss Norm der Wirkung einer langsam fahrenden Lastwagenkolonne. Der für die Bemessung bzw. Überprüfung gültige Extremwert der Flächenlast ist  $7.5 \text{ kN/m}^2$  auf einer Breite von 3 m. Dies entspricht einer Linienlast von  $22.5 \text{ kN/m}$ .
- Lastmodell 3 stellt die Wirkung stillstehenden, gemischten Strassenverkehrs dar. Der massgebliche Wert in extremer Grösse beträgt ca.  $4.5 \text{ kN/m}^2$  auf der für den Strassenverkehr zugänglichen Fahrbahnfläche.

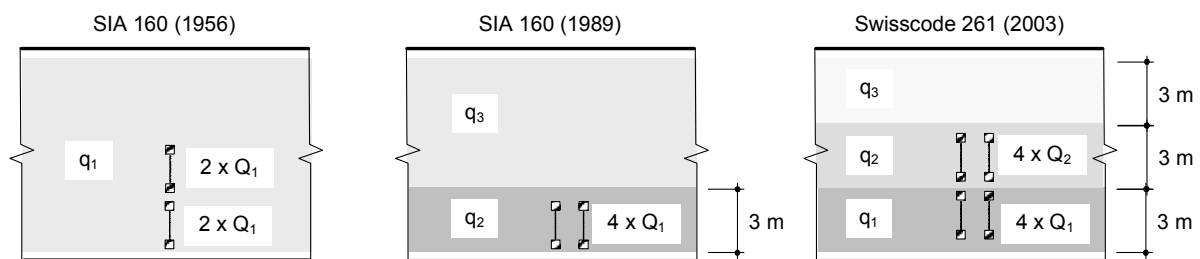


Bild 187: Verkehrslastmodelle in Schweizer Normen

Seit Januar 2003 gelten in der Schweiz die sogenannten „Swisscodes“, welche sich stark an den Eurocodes orientieren. Diese stützen sich bei den Werten für die Verkehrslastmodelle auf die SIA Norm 160 (1989), mit Ausnahme des Modells zur Erfassung der Linienlast einer Lastwagenkolonne, bei welchem der Rechenwert auf  $36.5 \text{ kN/m}$  angehoben wurde, was einer Flächenlast von  $12.2 \text{ kN/m}^2$  entspricht. Wichtiger ist jedoch, dass sich die Zusammensetzung der einzelnen Verkehrslastmodelle ändert, um auch schweren Verkehr auf dreispurigen Richtungsfahrbahnen geeignet zu berücksichtigen (siehe Bild 187 rechts).

### 10.3.2 Verkehrslastmodelle in anderen Ländern

In Europa wenden mittlerweile viele Länder jene Verkehrslastmodelle an, welche im Eurocode 1 festgelegt sind, allerdings mit leicht unterschiedlichen Werten. Der Vergleich mit anderen Ländern wird dadurch erschwert, dass unterschiedliche Konzepte zur Berücksichtigung von Unsicherheiten bestehen. In der Folge sind dennoch ein paar Beispiele aufgeführt, um einen Eindruck unterschiedlicher Konzeptionen von Verkehrslastmodellen zu geben.

- In den **USA** sind praktisch alle Brücken nach dem Konzept der zulässigen Spannungen bemessen, bei dem der Partialsicherheitsfaktor für die Einwirkungen nicht angegeben werden kann ([AASHTO 1983], [AASHTO 1995]). Erst seit 1994 wird parallel auch eine auf modernen, probabilistischen Untersuchungen beruhende Norm eingesetzt („Load and Resistance Factor Design LRFD“), welche jedoch erst langsam Eingang in die Praxis findet [AASHTO LRFD 1994]. Von zentraler Bedeutung sind Verkehrslastmodelle, die relativ genau die Radlasten eines Lastwagens repräsentieren. Dies erklärt sich aus der überwiegenden Zahl kurzer Brücken.

Die wichtigsten Lastmodelle sind „HS20“ und „HS25“, welche in Bild 188 dargestellt sind. Die angegebenen Lastwerte sind mit einem „Stossfaktor“ zu multiplizieren, welcher zwischen 1.15 und 1.3 beträgt (Bild 182). Als Linienlast für Fahrbahnen wird ein Wert von  $9.3 \text{ kN/m}$  verwendet, was bei der definierten Breite von 3 m einer Flächenlast von  $3.1 \text{ kN/m}^2$  entspricht. Die Linienlast ist mit einer konzentrierten Last von 80 oder 116 kN zu kombinieren.

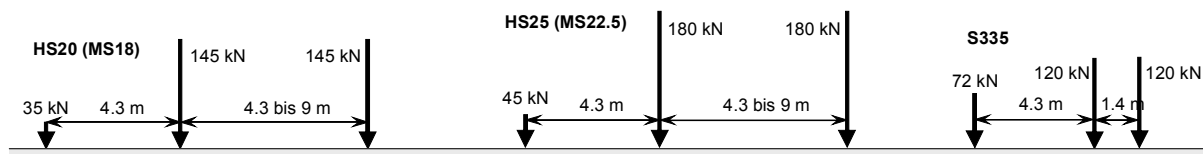


Bild 188: Verkehrslastmodelle in den USA [AASHTO 1983]

- Die Verkehrslasten in **Australien** sind geprägt von den extrem langen Lastenzügen, welche auf einigen australischen Strassen verkehren dürfen (Bild 218). Dies spiegelt sich in den Verkehrslastmodellen wieder, welche zwischen 1977 und 1999 verwendet wurden. Die grosse Zahl der kurzen Brücken wurde für ein Fahrzeug mit 432 kN Gesamtgewicht bemessen (Bild 189 links: T44). Für mittlere und grosse Spannweiten wurde eine Kombination aus einer Linienlast von 12.5 kN/m (4.2 kN/m<sup>2</sup>, aufzubringen auf jeder 3 m breiten Fahrspur) und einer konzentrierten Last von maximal 150 kN massgeblich. Für Brücken auf wichtigen Verbindungen wurde ein zusätzliches Modell zur Erfassung relativ kurzer, schwerer Lasten verwendet, welches auf maximal 2 Fahrspuren aufzubringen war.

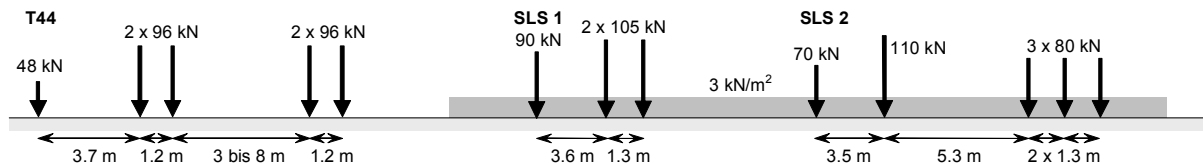


Bild 189: Verkehrslastmodelle in Australien und Slowenien

- In **Slowenien** werden seit 1998 eigene Lastmodelle für die Überprüfung von Strassenbrücken verwendet, welche in Bild 189 rechts abgebildet sind. [Žnidarič 1998]. Diese werden anhand von Verkehrslastmessungen von Fall zu Fall aktualisiert. Ein wesentliches Element sind wiederum wirklichkeitsnahe Abbildungen von „Bemessungsfahrzeugen“.

## 10.4 Kennwerte für Verkehrslastmodelle

### 10.4.1 Allgemeines

Wie im ersten Abschnitt dieses Berichts gezeigt wurde, können die meisten der bestehenden Brücken für die gültigen Bemessungsnormen nicht mehr nachgewiesen werden. Dies hängt nicht nur mit dem berücksichtigten Vergrößerungsfaktor zusammen, sondern auch mit den Kennwerten für die Verkehrslastmodelle. Die Bestimmung der Kennwerte von Verkehrslastmodellen basiert normalerweise auf Achslastmessungen bzw. deren Auswertung. Gewisse Anhaltspunkte liefern jedoch auch die gesetzlich zulässigen Achs- und Gesamtgewichte sowie die Herstellerangaben für die zulässigen Höchstgewichte.

Für ein Lastmodell, das die Wirkung einer Einzelachse erfasst, genügt die Auswertung einer repräsentativen Anzahl von Messungen an Einzelachsen. Bei Linienlasten ist die Ermittlung von Kennwerten wesentlich komplizierter, da Annahmen zur Verkehrszusammensetzung und zur Fahrgeschwindigkeit getroffen werden müssen. Darauf wird in der Folge kurz im Zusammenhang mit der Aktualisierung von Verkehrslasten eingegangen.

Bei der Bestimmung von extremen Werten aufgrund von Häufigkeitsverteilungen werden gerne Wahrscheinlichkeitsverteilungen verwendet, welche nach oben unbegrenzt sind. Technisch gibt es jedoch Grenzen für die Last, welche ein Rad / eine Achse / Fahrzeug übernehmen kann. Zur Abschätzung dieser Grenzen helfen Herstellerangaben, aber gesetzliche Vorschriften, da es nicht sinnvoll ist Fahrzeuge zu produzieren deren Tragvermögen ohnehin nicht ausgenützt werden darf.

#### 10.4.2 Zu den Kennwerten im Swisscode 261:2003

Bild 190 zeigt, was der Vergleich der gültigen Schweizer Lastnorm Swisscode 261:2003 mit einem kompakten, schweren Lastwagen ergibt: Gemäss Norm wird ein Gesamtgewicht in extremer Grösse von 1120 kN berücksichtigt. Der Rechenwert auf Gebrauchsniveau beträgt immer noch 747 kN. Zum Vergleich: eine moderne Lokomotive der Schweizerischen Bundesbahnen (Lok 2000) wiegt 824 kN (84 to) und hat eine Länge über Puffer von 18.5 m (Bild 191). Die 1120 kN wirken demgegenüber nur auf 8.5 m Länge, was der Fahrzeuglänge und einem Abstand von 0.5 m nach vorne und hinten entspricht.

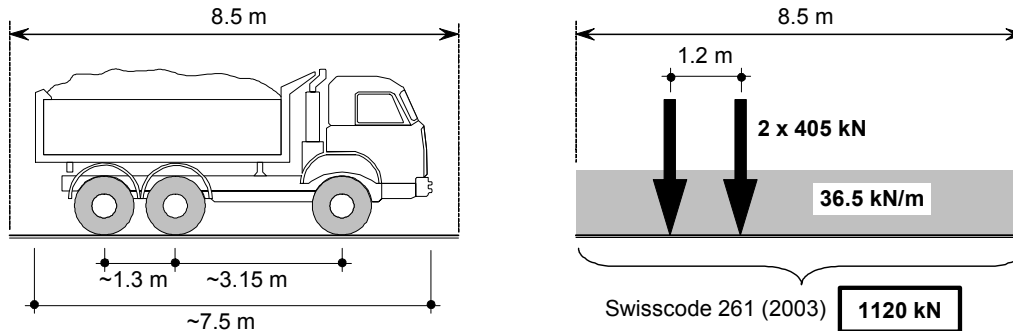


Bild 190: Verkehrslasten und Verkehrslastmodelle

Dieses Beispiel zeigt deutlich, dass es notwendig ist, sich bei der Festlegung eines Vergrösserungsfaktors auch mit Verkehrslastmodellen und deren Kennwerten zu befassen. Dies ermöglicht es immerhin, die Werte nachzuvollziehen, und allfällige Fehlüberlegungen bei den zu Grunde liegenden Annahmen zu erkennen. Im aufgeführten Beispiel lassen sich die Werte folgendermassen erklären:

- Im Hinblick auf die Erstellung der SIA Norm 160 (1989) untersuchten Jacquemoud und Bez den Schwerverkehr in der Schweiz, um Kennwerte für die Verkehrslastmodelle vorzuschlagen [Bez et al. 1985]. In den Jahren 1975 und 1976 vermessen sie 2340 Schwerfahrzeuge (Achslasten und Achsabstände). Diese Zahl erscheint angesichts der heute zur Verfügung stehenden Messungen sehr gering. Da die damaligen Messungen ein Aufhalten des Schwerverkehrs und ein „händisches“ Wägen erforderten, ist sie jedoch beträchtlich.

Die Achslasten wurden in Linienlasten umgewandelt, indem das Gesamtgewicht durch den Abstand zwischen vorderster und hinterster Achse des Fahrzeugs + 1.5 m dividiert wurde. Die Darstellung eines kompakten Lastwagens in Bild 190 zeigt deutlich, dass dies eine sehr ungünstige Annahme darstellt: Statt 8.5 m ergäbe dies 6 m, welche von einem solchen Fahrzeug beansprucht werden.

Die Auswertung der Häufigkeitsverteilung der Linienlasten aller vermessenen Fahrzeuge und die Simulation von (pseudo-)zufälligen Fahrzeugfolgen führten zu einem Kennwert (in extremer Grösse) von 18.75 kN/m. Es wurde vorgeschlagen, diese Linienlast auf einer Fahrspurweite von 2.5 m zu verteilen, was eine Flächenlast von 7.5 kN/m<sup>2</sup> ergab. Bei der Überarbeitung der Norm wurde die Breite der Fahrspur auf 3 m erhöht, die Flächenlast jedoch gleich belassen. Ohne wissenschaftlich fundierte Begründung wurde der Kennwert für die verteilte Last dadurch um 20 % erhöht.

Um den Kennwert für das Modell für konzentrierte Belastung zu erhalten, wurde eine Häufigkeitsverteilung aller gemessenen Achslasten erstellt. Anschliessend wurde eine Extremwertverteilung angepasst, welche einen extremen Wert von 161 kN für die Achslast ergab. Dieser Wert wurde jedoch nicht für das Modell einer Einzel- sondern einer Tandemachse verwendet. Dadurch wurde nicht berücksichtigt, dass Einzelachsen durchschnittlich deutlich schwerer sind als Tandemachsen.

Der Wert von 161 kN wurde gemäss [Schneider et al. 1982] noch mit dem Modellfaktor  $\gamma_M = 1.1$  multipliziert, der Ungenauigkeiten bei der Berechnung der Schnittkräfte und die zu-

sätzliche Wirkung von nicht explizit im Gefährdungsbild abgedeckten Einwirkungen abdecken soll. Als Resultat ergab sich eine extreme Achslast von 180 kN bzw. eine Radlast von 90 kN (= 60 kN ohne Berücksichtigung des Lastfaktors). Dieser Wert wurde in der Norm auf 112.5 kN (entsprechend 75 kN auf „Gebrauchsniveau“) angehoben, mit der inoffiziellen Begründung, dadurch die gleichzeitige Wirkung eng beieinander liegender Achsgruppen abdecken zu wollen. Anstatt nur die Radlasten einer Seite zu erhöhen, wurde die ganze Achslast vergrössert, vermutlich zwecks Vereinfachung des Lastmodells.

Zu der Vergrösserung von 90 kN auf 112.5 kN eines wissenschaftlich fundiert ermittelten Wertes ist weiters zu bemerken: Um die Bemessung zu erleichtern, wurde das Lastmodell für die Achsgruppe mit dem Lastmodell für eine schwere Fahrzeugkolonne überlagert. Berücksichtigt man den Umstand, dass eine extrem schwere Achse im Minimum ca. 2.5 m beansprucht (bzw. 3 Achsen auf 7.5 m Länge, siehe Bild 190 links), dann vergrössert sich die Achslast durch die Superposition der Lastmodelle bereits um  $1.5 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 56 \text{ kN}$ .

Diese zusätzliche Last wirkt allerdings nicht konzentriert sondern verteilt, was speziell bei Fahrbahnplatten einen Unterschied macht. Die Belastung einer Platte durch eng stehende Fahrzeuge (Bild 186 rechts) wird grundsätzlich besser durch explizite Lastmodelle erfasst. Dies wurde in der neuen Norm (Swisscode 261:2003) korrigiert.

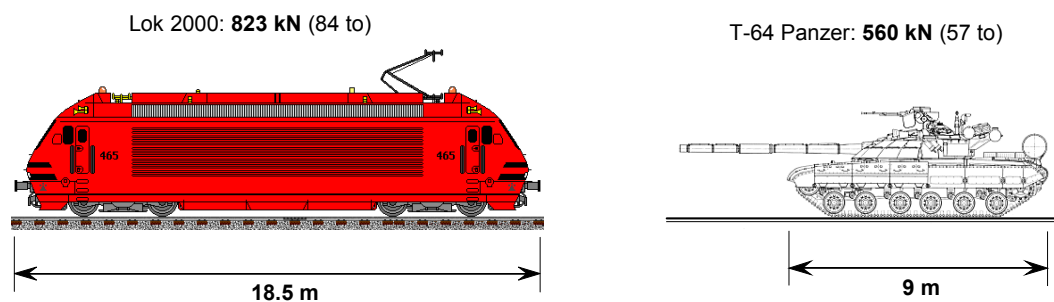


Bild 191: Gewicht einer typischen Lokomotive sowie eines schweren Kampfpanzers

- Das grösste Fragezeichen ist sicher bei der Berücksichtigung dynamischer Achslastvergrösserung zu setzen. Der schliesslich festgeschriebene „dynamische Beiwert“ von  $\Phi = 1.8$  beruht auf Messungen der Wirkung eines Einzelfahrzeugs auf Brückenlängsträger. Wie in der Folge noch gezeigt wird, führen Versuche mit relativ leichten Fahrzeugen auf langen Brücken zu einer massiven Überschätzung der dynamischen Vergrösserung, noch dazu, wenn Durchbiegungsmessungen verwendet werden. Physikalisch nicht korrekt ist die Interpretation der Vergrösserung der Durchbiegungen des Längsträgers als Lastvergrösserung des Fahrzeugs. Ziemlich unverständlich ist, dass die Vergrösserung zwar beim Lastmodell für die schwere Achsgruppe zu berücksichtigen ist, bei den gleichzeitig wirkenden verteilten Lasten jedoch nicht. Erklären lässt sich dies nur dadurch, dass mit dem Vergrösserungsfaktor die Wirkung extremer lokaler Fahrbahnunebenheiten abgedeckt werden sollte. In diesem Fall wurde jedoch übersehen, dass bei einer Tandemachsgruppe nie beide Achsen gleichzeitig die Extremwerte erreichen.
- Die Lastkennwerte im Swisscode 261:2003 beruhen weitestgehend auf den Werten der SIA Norm 160 (1989). Es werden jedoch neu zwei Achsgruppen gleichzeitig auf die Fahrbahn aufgebracht, was die Wirkung eng stehende Fahrzeuge besser erfasst (Bild 186 rechts). Statt die Werte für die extrem schwere Lastgruppe entsprechend zu senken, wurden sie gleich belassen. Das Resultat ist, wie in Bild 190 rechts gezeigt, die Bemessung für ein Fahrzeug, welches 1120 kN auf 8.5 m aufbringt.

Insgesamt erhält man den Eindruck, dass bei der Festlegung der Lastkennwerte darauf geachtet wurde, jede nur erdenkliche Einwirkung abzudecken. Sogar schwere Kampfpanzer, welche trotz massiver Panzerung nur 55 bis 60 to erreichen, sind wenigstens 9 m lang (M60 / USA, Leopard 2 /

D, T-64 / R, siehe Bild 191). Auch Panzer können daher über moderne Brücken rattern, ohne auf dynamische Vergrößerungen durch Hindernisse Rücksicht nehmen zu müssen.

Die extrem hohen Bemessungslasten gestatten es den Fahrzeugbauern, immer schwerere Geräte zu bauen. Die zur Zeit schwersten Mobilkrane wiegen bereits gegen 1000 kN (Bild 192 links), bei einer Gesamtlänge von ca. 21 m. Eine Kategorie Fahrzeuge gibt es, welche modernen Brücken tatsächlich gefährlich werden kann, und zwar Muldenkipper, wie sie in grossen Übertagebau-Bergwerken und bei grossen Erdarbeiten eingesetzt werden. Eines der grössten existierenden Modelle ist in Bild 192 rechts abgebildet. Es kann beladen mehr als 5500 kN auf die Waage bringen, bei nur zwei Achsen mit einem Abstand von 6.6 m.

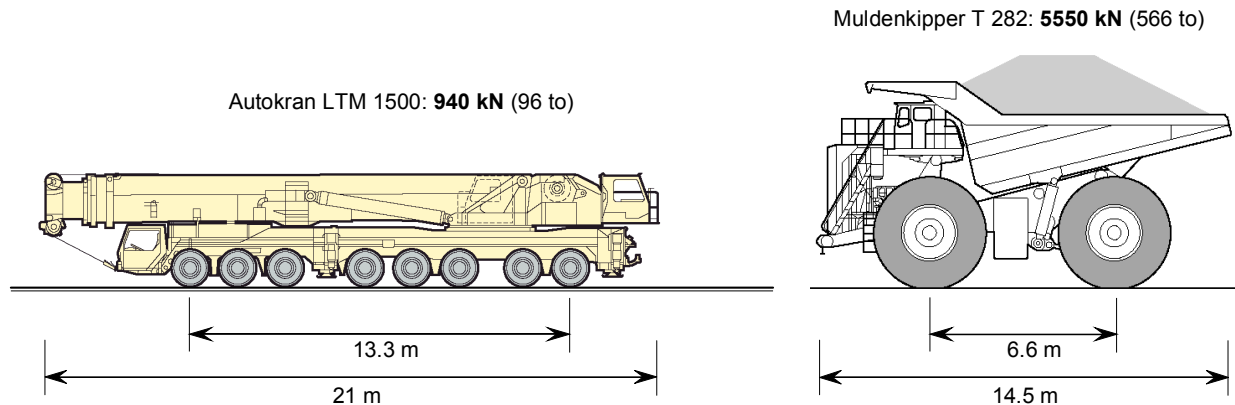


Bild 192: Gewicht einer der grössten Autokrane sowie einer der grössten Muldenkipper

Bereits in der Einleitung zu dieser Arbeit wird darauf eingegangen, dass man im Bauingenieurwesen bestrebt ist, ein Maximum an passiver Sicherheit zu gewährleisten, da auf aktive Massnahmen wie die Kontrolle der zulässigen Strassenverkehrslasten oder Gewichtslimite kein Verlass ist. Auch mit der neuen Lastnorm wird praktisch ausgeschlossen, dass es ohne grobe Fehler zu einem Tragwerksversagen kommt.

#### 10.4.3 Zulässige Achslasten

In allen hoch entwickelten Ländern sind die Abmessungen und Gewichte von Fahrzeugen geregelt. In den USA unterscheiden sich die Regelungen sogar von Bundesstaat zu Bundesstaat, und der Fernverkehr wird an den jeweiligen Grenzen gewogen, um diesen Regelungen auch Gehör zu verschaffen. In Europa erfolgt die Kontrolle weniger streng, und es muss daher mit häufigen Übertretungen gerechnet werden. Trotzdem stellen die gesetzlich zulässigen Werte eine wichtige Referenz dar.

Die Schwierigkeit bei gesetzlichen Regelungen ist die grosse Vielfalt an Paragraphen zur Erfassung aller möglichen Fahrzeuggeometrien und -Konfigurationen. Die Europäische Regelung umfasst ca. 15 Seiten, ohne die Ausnahmeregelungen der einzelnen Mitgliedsländer. Es wird daher nur ein kleiner Auszug zitiert, welcher in diesem Zusammenhang von Bedeutung sind. Die Schweiz hat im Rahmen der Harmonisierung der rechtlichen Bestimmungen die europäischen Regelungen übernommen. In der Schweizer „Verordnung über die technischen Anforderungen an Strassenfahrzeuge (VTS) vom 19. Juni 1995“ (SR 741.41; AS 1998 1188 1465) findet sich bei Artikel 39: Gewichte ein entsprechender Verweis.

In der Europäischen Union finden sich die Bestimmungen in der Richtlinie 96/53/EG vom 25. Juli 1996: „Festlegung der höchstzulässigen Abmessungen für bestimmte Straßenfahrzeuge im innerstaatlichen und grenzüberschreitenden Verkehr in der Gemeinschaft sowie zur Festlegung der höchstzulässigen Gewichte im grenzüberschreitenden Verkehr“. Diese Richtlinie enthält unter anderem einen Anhang II, der aufbauend auf der Differentialgleichung für einen gedämpften Einmassenschwinger erklärt, wie die Dämpfung der Aufhängung zu messen ist. Die höchstzulässigen Ge-

wichte und Abmessungen finden sich in Anhang I. In der Folge wird nur ein Auszug aus den zulässigen Achslasten zitiert. Bei Doppel- und Dreifachachsgruppen ist die zulässige Last in Funktion des Achsabstands  $d$  angegeben.

Einzelachsen:	Antriebsachsen 113 kN (11.5 to) ansonsten 98 kN (10 to)
Doppelachsen:	1.0 ≤ $d$ < 1.29 m: 157 kN (16 to) 1.3 ≤ $d$ < 1.8 m: 176 kN (18 to) bei Anhängern, 186 kN (19 to) bei Einzelfahrzeugen / Zugmaschinen unter Bedingung von Doppelbereifung und Luftfederung $d$ > 1.8 m: 196 kN (20 to)
Dreifachachsen:	$d$ ≤ 1.3: 206 kN (21 to) 1.3 < $d$ < 1.4: 235 kN (24 to)

Tabelle 12: Zulässige Achslasten in Europa gemäss Richtlinie 96/53/EG

Neben den gesetzlich vorgeschriebenen Achslastgrenzwerten finden sich in den technischen Dokumentationen der Lastwagenhersteller zulässige Achslasten. Beispielsweise gibt Scania für Einzelachsen einen Wert von 150 kN und für Tandemachsen 300 kN an. Selbstverständlich wissen die Hersteller, dass es während der Fahrt über unebene Fahrbahnen zu starker Achskraftvergrößerung kommt. Sicher wird zumindest von einem Sicherheitsfaktor zwei ausgegangen, sehr wahrscheinlich tragen die Achsen sogar das Dreifache der angegebenen Werte.



Bild 193: Zustand der Achsen nach einem Unfall durch Umkippen

Angesichts der gewaltigen Achslast, welche seit 1989 in den Schweizer Normen berücksichtigt wird ( $1.8 \cdot 1.5 \cdot 150 \text{ kN} = 405 \text{ kN}$ ), stellt sich die Frage nach der technisch möglichen Traglast von Rädern. Mangels Informationen über Lastversuche werden Rückschlüsse aus Unfällen herangezogen, bei denen die Räder extremen Belastungen ausgesetzt waren. Bild 193 zeigt zwei Beispiele von schweren Lastwagen unmittelbar nach deren Umkippen. Beim Umkippen übernehmen die Räder einer Seite kurzzeitig die gesamte Last, bei Zwillingrädern trägt überdies nur der äussere Reifen. Die Fotos legen nahe, dass die Räder bzw. Achsen nicht der limitierende Faktor bei der Beladung eines Fahrzeugs sind.

Die Tendenz geht in Zukunft eindeutig in Richtung der Zulassung höherer Achslasten, und zwar mit dem Argument, dass dies zu weniger Verkehr auf den Strassen und zu einer geringeren Umweltbelastung führt. Wirtschaftlich gesehen sinken die spezifischen Transportkosten pro Tonne und Kilometer, wenn Fahrzeuge stärker beladen werden dürfen. Die Belastung der Strassen ist jedoch bereits durch die sukzessive Verdrängung der Zwillingreifen durch die Breitreifen gestiegen. Den Vorteilen schwererer Fahrzeuge stehen daher je nach Schätzung mehr oder weniger grosse Mehrkosten zur Erhaltung der Infrastruktur entgegen.

#### 10.4.4 Aktualisierung von Kennwerten

Da es nicht sinnvoll ist, Brücken nur aufgrund von Änderungen in den Lastnormen zu verstärken, müssen für bestehende Brücken eigene Lastkennwerte oder auch Lastmodelle verwendet werden. Die wichtigste Grundlage sind Daten von Messstellen für das Wiegen während der Fahrt (WIM). Je präziser die Messstelle misst bzw. je länger die Messreihe ist, desto genauer lässt sich der Verkehr aufgrund dieser Daten modellieren. Meistens liegen für den Verkehr über die jeweilige Brücken keine oder nur wenige Daten vor und man muss Annahmen aufgrund von Messungen an anderen Standorten treffen.

In [Imhof et al. 2001] wird erläutert, wie die Aktualisierung von Verkehrslasten zur Zeit in der Schweiz erfolgt. Aufgrund der statistischen Auswertung der Verkehrsdaten werden für jeden Fahrzeugtyp Wahrscheinlichkeitsverteilungen für die einzelnen Achslasten und Achsabstände geschätzt. Auch für den Abstand zwischen Fahrzeugen werden Annahmen getroffen, wobei zwischen verschiedenen Situationen unterschieden wird: Flüssiger Verkehr, stockender Kolonnenverkehr und stehender Verkehr (Stau). Diese Annahmen erlauben es, beliebig lange (pseudo-)zufällige Fahrzeugfolgen zu simulieren. Je nach Untersuchungshorizont setzen sich die Folgen aus mehreren oder vielen Millionen Fahrzeugen zusammen, um auch seltene Extremfälle zu erfassen.

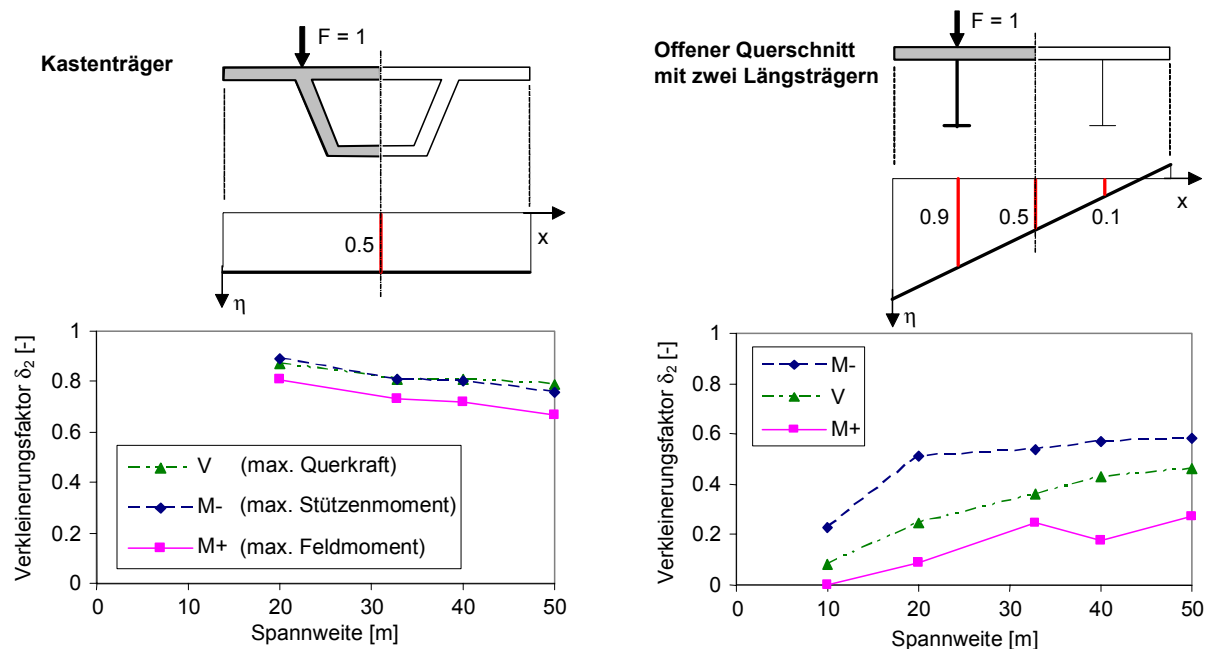


Bild 194: Bedeutung der Torsionssteifigkeit bei der Aktualisierung der Verkehrslast-Kennwerte gemäss [Imhof et al. 2001]

Der Einfachheit halber beschränkt man sich meistens auf einige wenige, typische Brückenkonstruktionen, wie Einfeld- und Zweifeldträger mit mehr oder weniger torsionssteifen Querschnitten. Die Torsionssteifigkeit ist entscheidend für die Querverteilung der Lasten und stellt in [Imhof et al. 2001] ein Schlüsselement dar (Bild 194). Die Brückenmodelle werden mit den generierten Fahrzeugfolgen belastet, wobei sich die Gesamtbeanspruchung aus der Superposition der (elastischen) Einflusslinie der einzelnen, jeweils auf der Brücke befindlichen Achslasten ergibt. Aus den Häufigkeitsverteilungen der massgeblichen Schnittkräfte lassen sich die Werte herauslesen, welche mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit zu erwarten sind.

Ein Vergleich der Beanspruchung infolge des simulierten Verkehrs mit der Beanspruchung durch die definierten Verkehrslastmodelle liefert schliesslich die Kennwerte für die einzelnen Lastmodelle. Der Einfachheit halber werden in die Verkehrslastmodelle der Bemessungsnorm übernommen. Grösste Bedeutung kommt im beschriebenen Verfahren die Annahme über die Verkehrsdichte zusammen,



das heisst, wie oft es auf der Brücke zu Stau und damit zu einer hohen Konzentration von Lasten kommt.

Ein eigenes Verfahren ist zur Schätzung der Kennwerte für konzentrierte Lasten erforderlich, um auch die lokale Beanspruchung geeignet zu berücksichtigen. Für diesen Fall genügt es, die Häufigkeitsverteilungen der Achslasten zu analysieren und einen extremen Wert abzulesen. In [Imhof et al. 2001] wird nicht zwischen verschiedenen Achstypen unterschieden. Der Kennwert für das Lastmodell für die Doppelachsgruppe wird aufgrund von Messungen an schweren Einzelachsen geschätzt. Aus diesem Grund und weil sich das dynamische Verhalten verschiedener Achstypen unterscheidet, werden in der Folge differenziertere Werte ermittelt.

## 10.5 Ermittlung aktualisierter Bemessungswerte für Achslasten

### 10.5.1 Einleitung

Im vorangehenden Abschnitt zu Kennwerten für Verkehrslastmodelle wurde geschlossen, dass die Wirkung von Rad- bzw. Achslasten bisher relativ undifferenziert erfasst wurde. In diesem Abschnitt wird zuerst gezeigt, warum eine differenziertere Betrachtung als angebracht erachtet wird: Einzel-, Doppel- und Dreifach-Achsen haben nicht nur ein unterschiedliches dynamisches Verhalten, sie werden auch für unterschiedliche Bruchmechanismen relevant. Anschliessend werden einige Bemerkungen zur Ermittlung aktualisierter Verkehrslast-Kennwerte festgehalten, um die schliesslich gewählte Vorgangsweise zu begründen.

Verkehrslastmodelle für Rad- bzw. Achslasten haben einen entscheidenden Einfluss auf die Bemessung von Fahrbahnplatten. Die Dicke der Fahrbahnplatte hat wiederum einen bedeutenden Einfluss auf das Eigengewicht des Überbaus und damit die Bemessung der Längsträger, Stützen und Fundamente. Um Fahrbahnplatten nicht dicker als notwendig zu machen, ist eine geeignete Erfassung der lokalen Belastung daher von grosser Bedeutung.

### 10.5.2 Bedeutung des Achstyps für die Tragsicherheit

Wie bereits gezeigt wurde, verwenden sowohl die Schweizer als auch die europäischen Normen Verkehrslastmodelle, bei denen die Wirkung konzentrierter Rad- bzw. Achslasten durch das Modell einer Doppel-Achsgruppe erfasst wird. Um zu berücksichtigen, dass die Lasten von Einzelachsen höher sind als diejenigen von Doppel-Achsgruppen, wird der Lastkennwert für das Modell der Doppel-Achsgruppe unter Einbezug von Messungen an Einzelachsen bestimmt. Im Gegensatz dazu erfassen die Normen in anderen Ländern die Belastung einer Brücke durch einzelne Lastwagen mit spezifischeren Modellen, wobei sich diese Vermischung nicht ergibt. Aus zwei Gründen ist es empfehlenswert, vor allem bei der Überprüfung bestehender Brücken spezifischere Verkehrslastmodelle zu verwenden:

- Einfluss auf den massgeblichen Bruchmechanismen, und
- Unterschiede im dynamischen Verhalten.

Im Hinblick auf die Tragsicherheit von Strassenbrücken ist davon auszugehen, dass **je nach Achskonfiguration unterschiedliche Bruchmechanismen massgeblich** werden. Bild 195 zeigt das Beispiel einer Kragplatte unter der Wirkung von Einzel-, Doppel- und Dreifach-Achsen. Je konzentrierter die Belastung, desto eher ist von einem Schubbruch auszugehen. Bei Dreifach-Achsen ist die weitgehende Ausbildung eines Biegemechanismus zu erwarten. Die Rotationsfähigkeit ist aufgrund der fehlenden Schubbewehrung allerdings begrenzt, sodass nicht ohne weiteres von einer vollständigen Plastifizierung ausgegangen werden kann [Marti 2000].

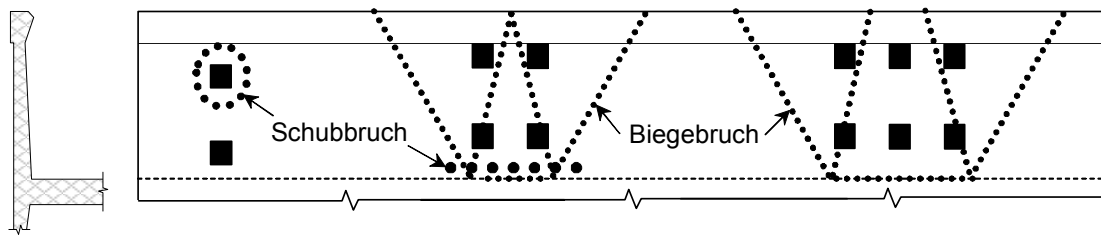


Bild 195: Möglicher Bruchmechanismen für Kragplatten in Funktion der Achskonfiguration

Untersucht man das dynamische Verhalten von verschiedenen Achstypen, dann stellt man fest dass sich deren **dynamisches Verhalten stark unterscheidet**. Der Unterschied ist desto ausgeprägter, je grösser der Anteil der Achsschwingungen an der Radlastvergrößerung ist. Hohe Achslastvergrößerungen treten grundsätzlich dann auf, wenn

- entweder das Fahrzeug im Bereich einer seiner Eigenfrequenzen angeregt wird, wobei bereits geringe Fahrbahnunebenheiten genügen, oder
- bei der stossartigen Anregung durch eine ausgeprägte lokale Unebenheit.

Auf diese Zusammenhänge wird detailliert im Abschnitt zur Lastvergrößerung durch Fahrbahnunebenheiten eingegangen. Im Folgenden wird das dynamische Verhalten von Doppel- und Dreifach-Achsen an zwei Beispielen illustriert, welche die zeitliche Versetzung der Kraftspitzen der einzelnen Räder besonders deutlich zum Ausdruck bringen. Einschränkend ist zu bemerken, dass die Unterschiede auf relativ ebenen Fahrbahnen mit eher lang gestreckten Unebenheiten verschwinden, da in diesem Fall die dynamischen Radkräfte von den Aufbauschwingungen dominiert werden. Die effektiven Vergrößerungsfaktoren sind in dem Fall jedoch wesentlich geringer.

Bild 196 zeigt die dynamischen Achskräfte, welcher bei der Fahrt einer **Dreifach-Achsgruppe** über ein auf der Fahrbahn liegendes Brett gemessen wurden [Cantieni et al. 2000]. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Radkraftspitzen zeitlich versetzt auftreten und sich deren Summe bei weitem nicht im dem Grad vergrössert wie die einzelnen Radkräfte.

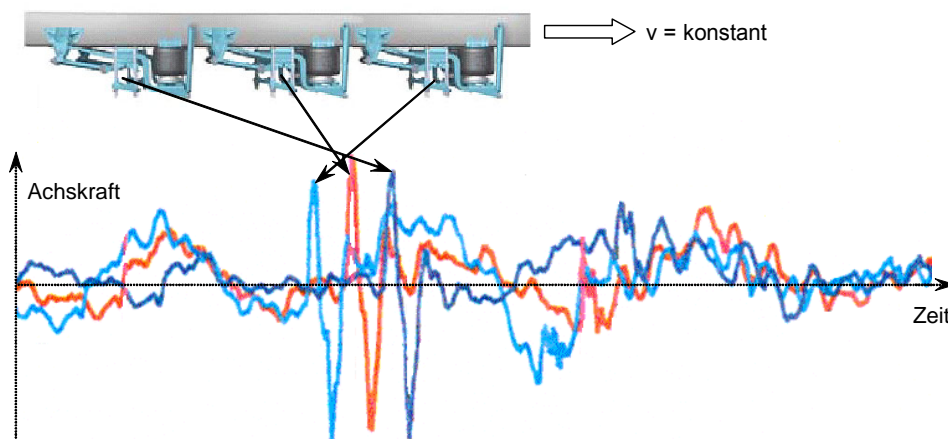


Bild 196: Verlauf der dynamischen Radkräfte bei der Fahrt einer Dreifach-Achsgruppe über ein künstliches Hindernis [Cantieni et al. 2000]

Bei **Tandem-Achsgruppen** erzeugen besonders so genannte „Waagebalken-Aufhängungen“ sehr grosse dynamische Achslastvergrößerungen, was sich aus deren Konstruktionsweise ergibt (Bild 197 rechts oben). Besonders bei fehlenden oder defekten Stossdämpfern rotiert die Achsgruppe um den Drehpunkt der Aufhängung und aktiviert auf diese Weise eine bedeutende Trägheitsmasse. Obwohl diese Aufhängung entwickelt wurde, um eine möglichst ideale Kraftverteilung auf beide Achsen zu erzielen, resultieren bei dynamischer Beanspruchung durch kurzweilige Fahrbahnunebenheiten daher sehr unterschiedliche Radkräfte. Dabei steht einer extremen Achslastvergrösse-

rung der einen Achse immer eine entsprechende Verringerung der anderen Achslast gegenüber. Dies kommt besonders im Bild 197 links zum Ausdruck, dass den Verlauf der Achskräfte bei der Überfahrt über eine kurze Erhebung enthält. Die Simulation erfolgte anhand eines vereinfachten Modells, welches in Bild 197 oben rechts abgebildet ist.

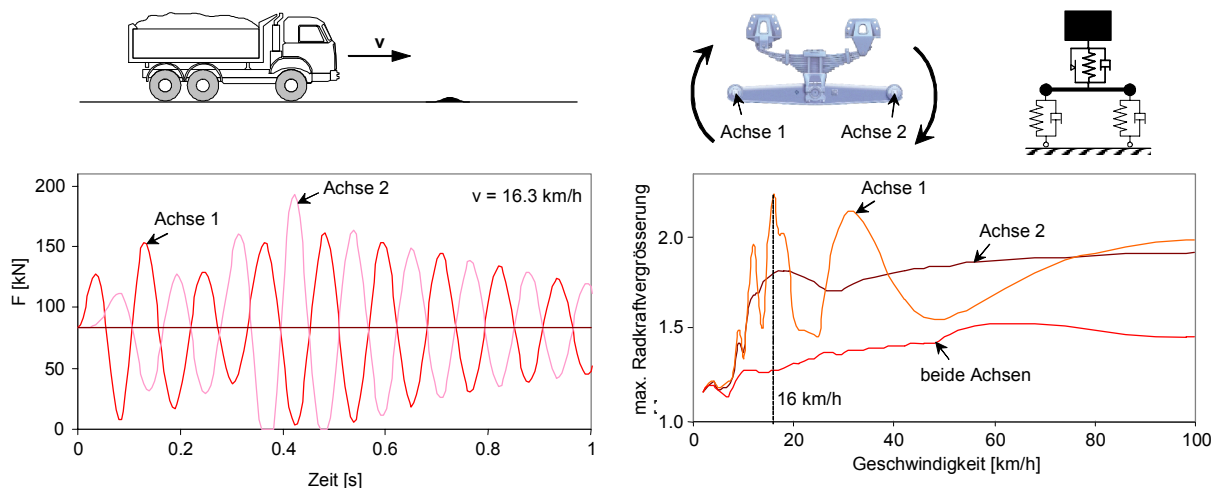


Bild 197: links: Radkraftverlauf bei der Überfahrt einer Tandem-Achsguppe über eine lokale Erhebung; rechts: max. Radkraftvergrößerung für die einzelnen Räder sowie für beide zusammen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

Grundsätzlich ist es vorstellbar, dass bei einer bestimmten Fahrgeschwindigkeit auch bei Waagebalken-Aufhängungen beide Achskräfte gleichzeitig maximal werden. Das Diagramm in Bild 197 rechts zeigt daher die Verläufe der maximalen Vergrößerungsfaktoren über den ganzen Geschwindigkeitsbereich: Offensichtlich liegt der Vergrößerungsfaktor für die Summe der beiden Achskräfte im ganzen Bereich deutlich unter jenem der einzelnen Achsen.

**Einzelachsen** unterscheiden sich von Zweifach- und Dreifachachsen primär durch die höheren mittleren Achslasten. Da sie keine aggressiven Rotationsschwingungen verursachen können, ist mit geringeren dynamischen Vergrößerungen zu rechnen als bei Doppel-Achsen.

### 10.5.3 Zur Modellierung der Häufigkeitsverteilungen von Achslasten

In [Bez et al. 1987] wird der Kennwert für das Lastmodell der Doppel-Achse ermittelt, indem die Messungen mittels einer Häufigkeitsverteilung modelliert werden. Dabei ergibt ein erster Versuch, dass sich die Normalverteilung für diesen Zweck nicht eignet, worauf eine Gamma-Verteilung gewählt wird. Wesentlich fundierter wird die Modellierung von Achslasten durch Häufigkeitsverteilungen in [Bailey 1996] behandelt. Um einen Extremwert zu ermitteln, eignen sich offensichtlich besonders Extremwertverteilungen. Simon Bailey geht jedoch nicht auf das Problem der Ermittlung von Kennwerten aufgrund von Messungen ein, sondern verwendet in der Folge flexible Verteilungen wie die Beta-Verteilung, um Messungen im Hinblick auf die (pseudo-)Zufallsgeneration von Verkehrslasten zu modellieren.

Im Folgenden wird gezeigt, wie die Kennwerte für die unterschiedlichen Achstypen festgelegt wurden und welche Schwierigkeiten sich dabei ergaben. Ausgangspunkt ist die Häufigkeitsverteilung der Achslasten, welche aufgrund der in [Shojaati et al. 2002] aufbereiteten Verkehrsdaten der Jahre 2000 und 2001 ermittelt wurde. Dr. Mazyar Shojaati stellte die Daten freundlicherweise direkt in elektronischer Form zur Verfügung, und aus den Achslasten gegliedert nach Fahrzeugtyp konnten die Achslasten gegliedert nach Achstyp ermittelt werden. Die Anzahl der gemessenen Achsen in Abhängigkeit von deren gemessenen Last ist in Bild 198 dargestellt (Balkendiagramm mit Achslasten von 0 bis 30-g to). Daraus musste in einem nächsten Schritt das Häufigkeitsdiagramm für die Lasten der einzelnen Achsen gewonnen werden, was etwas aufwendiger ist, als es auf den ersten Blick erscheint (eingeschobenes Liniendiagramm in Bild 198).

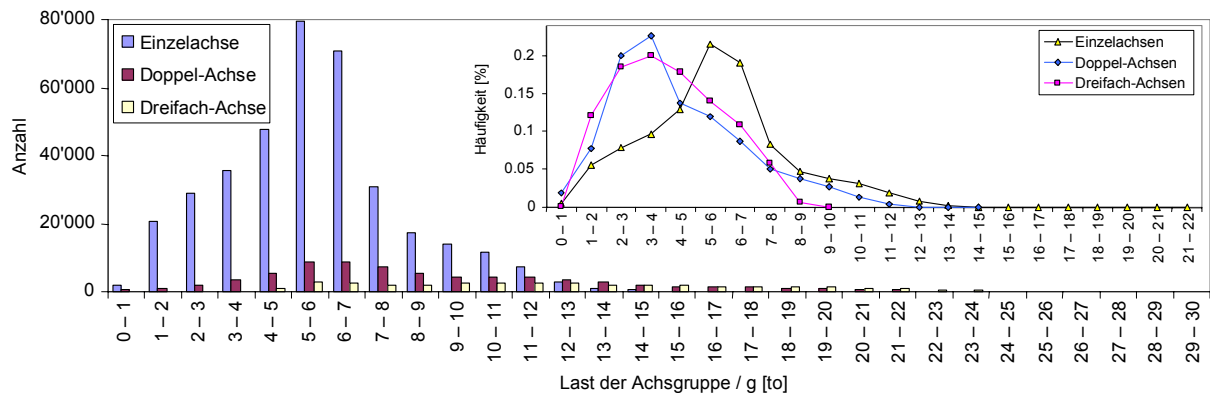


Bild 198: Achslastmessungen an 370'424 Einzelachsen, 69'453 Doppel-Achsen und 34'662 Dreifach-Achsen gemäss [Shojaati et al. 2002]

Der Vergleich der Häufigkeitsverteilungen für die einzelnen Achstypen ergab, dass am ehesten die Doppel-Achsen mit einer gebräuchlichen Wahrscheinlichkeitsverteilung erfasst werden können. Bild 199 zeigt die Versuche, eine Weibull-, Gumbel-, Gamma- und Lognormal-Verteilung anzupassen. Die ebenfalls dargestellten Gleichungen der einzelnen Dichten zeigen, dass es sich nicht gerade um mathematisch triviale Funktionen handelt. Einfache Schätzverfahren wie die Momentenmethode versagen bei diesen Verteilungen, speziell wenn ein Lageparameter in die Optimierung einbezogen wird. Damit verbleiben nur die Methode der kleinsten Fehlerquadrate sowie die Maximum-Likelihood Methode. Da nicht für alle vier Verteilungen eine Likelihood-Funktion verfügbar ist, wurde die Methode der kleinsten Fehlerquadrate gewählt.

Nach vergeblichen Versuchen der Optimierung mit Maple (© by Waterloo Maple Inc.) erwies sich schliesslich das frei erhältlich Programm R (Version 1.6.2, © 2003, The R Development Core Team) als fähig, die optimalen Parameter zu berechnen. Diese Parameter sind zusammen mit der graphischen Darstellung der optimierten Dichte in Bild 199 dargestellt. Für jede der Schätzungen sind darunter auch die Residuen abgebildet, welche für die Beurteilung der Qualität der Schätzung sowie der Eignung der jeweiligen Verteilung von grösster Bedeutung sind. Ein Vergleich der Residuen zeigt, dass alle Schätzungen ungefähr gleich gut sind. Bei genauer Betrachtung erscheint die Lognormal-Verteilung die kleinsten Residuen zu ergeben, gefolgt von der Gumbel(max)-Verteilung.

Für jede der optimierten Verteilungen wurde diejenige Achslast (ausnahmsweise angegeben in to) berechnet, für welche die Übertretungswahrscheinlichkeit  $F(x) = 10^{-4}$  beträgt, das heisst, Achslasten mit einer Wahrscheinlichkeit  $p = 0.9999$  kleiner als dieser Wert sind. Es ergab sich ein weites Spektrum von Werten, mit 14.3 to für die Weibull-Verteilung bis zu 34.1 to für die Lognormal-Verteilung. Bei genauer Betrachtung der Residuen ist dies nicht weiter erstaunlich: Entscheidend für die Höhe des gesuchten Wertes ist die Angleichung des Modells an die extremen Werte oberhalb von 8 to. In diesem Bereich überzeugt keines der angeglichenen Modelle wirklich.

Noch schwieriger als bei den Doppel-Achsen gestaltete sich die Modellierung der Messwerte für die Einzelachsen. Man erkennt auf den ersten Blick in Bild 198, dass keine der bisher verwendeten Verteilungen passend ist. In Anlehnung an [Bailey 1996] wurde daher versucht, die Messwerte durch eine mehrfache Beta-Verteilung zu modellieren. Wie Bild 200 zeigt, gelang dies durch Probieren sehr gut: Die Residuen weisen auf eine ausgezeichnete Übereinstimmung des Modells mit den Messwerten. Im Gegensatz zu Extremwertverteilungen erfordert die Beta-Verteilung die Festlegung eines unteren und oberen Grenzwerts, zwischen denen die Dichte gewissermassen eingespannt wird. Die Ermittlung eines Extremwerts ist auf dieser Grundlage äusserst fraglich. Der obere Grenzwert kann variiert werden, ohne dass sich die Residuen wesentlich verändern, doch der Einfluss auf den Extremwert ist enorm.

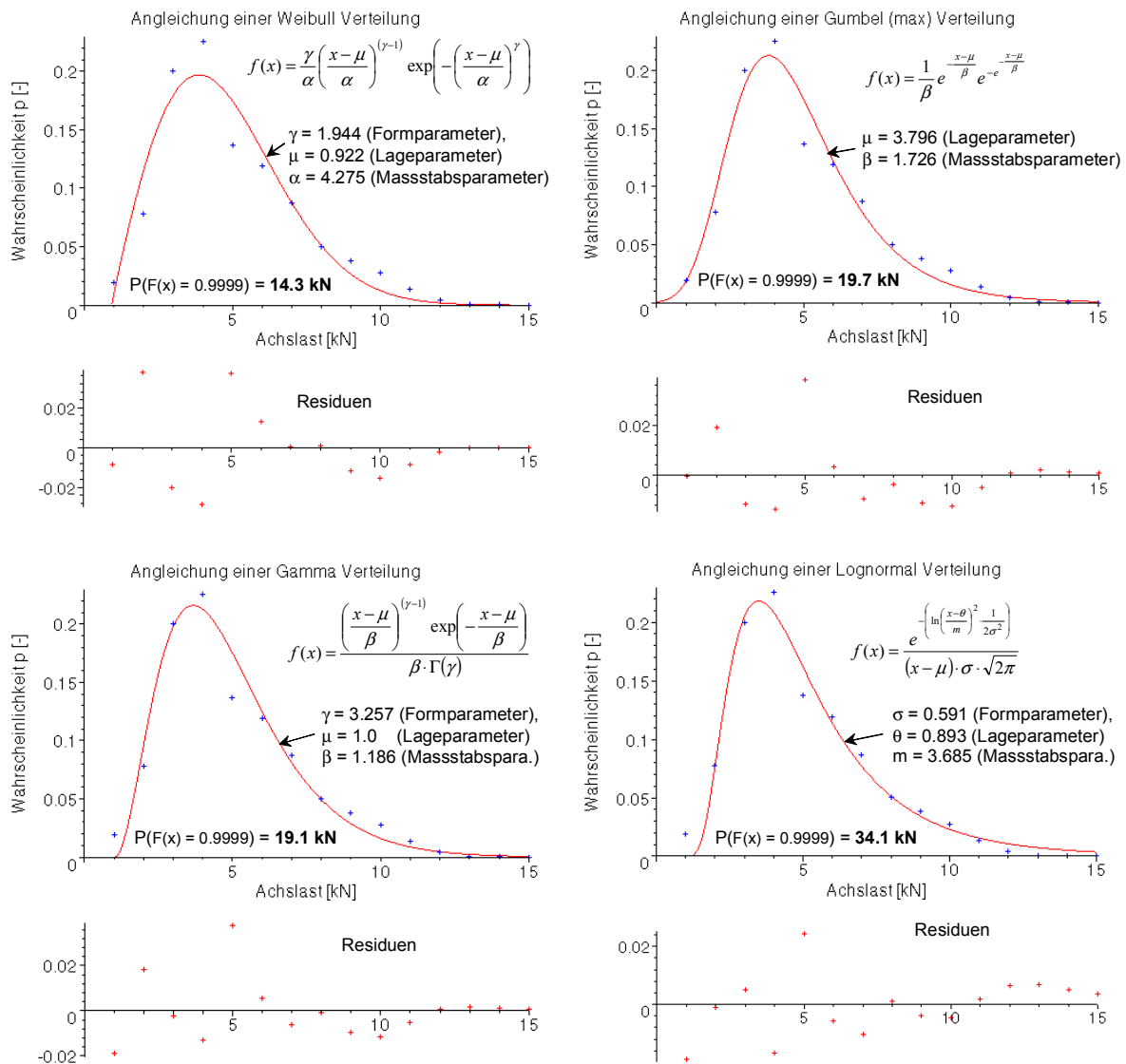


Bild 199: Versuch der der Modellierung der Häufigkeitsverteilung von Tandem-Achslasten

Da die Ermittlung eines Extremwerts sowohl für die Doppel- als auch für die Einzel-Achsen somit gescheitert war, wurde Prof. Stefan Morgenthaler vom Lehrstuhl für Angewandte Statistik konsultiert. Seine Antwort war genauso einfach wie einleuchtend: **Die Modellierung von Messungen mittels einer Wahrscheinlichkeitsverteilung ist dann sinnvoll, wenn die Verteilung einen klaren Zusammenhang mit dem Phänomen hat, das den Messungen zu Grunde liegt.** Anders gesagt, die „Physik“ des Problems muss korrekt erfasst werden. Angewendet auf die Achslastmessungen bedeutet dies, dass ein korrektes Modell für die Erfassung der Achslastverteilungen wesentlich differenzierter sein muss. Konkret müsste zwischen den verschiedenen Fahrzeugtypen sowie zwischen leerem und beladenem Zustand unterschieden werden. Für jede Achse jedes Fahrzeugtyps müsste pro Ladezustand eine Verteilung angepasst werden. Aus der Summe der einzelnen Verteilungen ergäbe sich dann die gesuchte Verteilung.

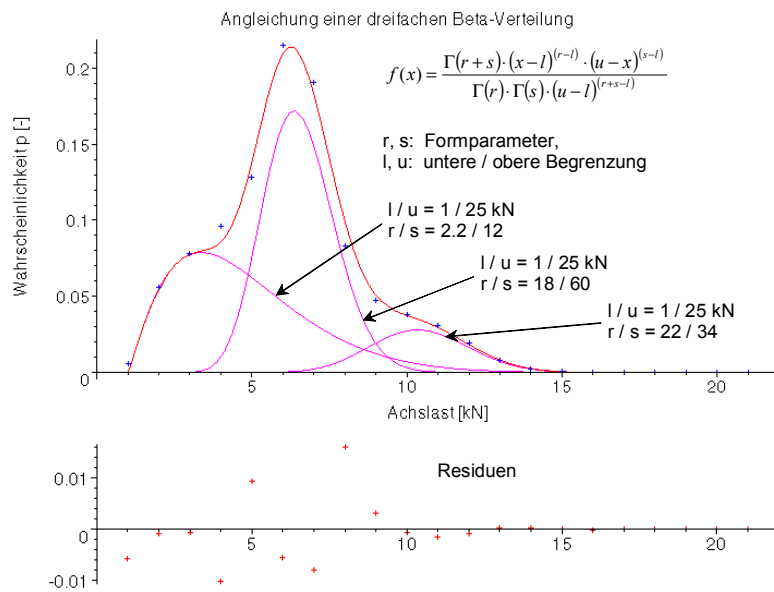


Bild 200: Versuch der Modellierung der Häufigkeitsverteilung der Einzelachsen durch eine dreifache Beta-Verteilung

Insofern scheint die Schätzung in Bild 200 auf dem richtigen Weg zu liegen. Zur Ermittlung eines Extremwerts ist die Beta-Verteilung jedoch ungeeignet. Gemäss Prof. Morgenthaler gibt es einen Ansatz, um das Problem der schlechten Modellierung der hohen Werte bei den Doppel-Achsen anzugehen: Man kann versuchen, mittels geeigneter Methoden eine Verteilung zu ermitteln, die sich speziell an die hohen Werte optimal anschmiegt. Konkret erfolgt dies durch Logarithmieren der Verteilungsfunktion der Messwerte und der Anpassung von Polynomen oder anderen Funktionen an den Schwanz der Messungen.

Anstatt eine hoch komplizierte Modellierung der Messungen zu versuchen, schlug Prof. Morgenthaler jedoch eine sehr einfache Lösung vor, welche mindestens so gut wäre: Es genügt, die Verteilungsfunktion der gemessenen Werte bei der gesuchten Wahrscheinlichkeit abzuschneiden. Die Genauigkeit dieser Schätzung lässt sich einfach mittels der geometrischen Verteilung bestimmen. Je kleiner die Anzahl Messungen oberhalb des ermittelten Wertes, desto genauer die Schätzung. Diese Methode eignet sich offensichtlich nur für eine Interpolation, eine Extrapolation ist damit unmöglich.

#### 10.5.4 Kennwerte für Einzel-, Doppel- und Dreifach-Achsen

Die Bestimmung der Kennwerte für die drei Achstypen erfolgte auf der Basis der Achslastmessungen, die in den Monaten Mai / September 2000 und März / Juli 2001 an den fünf Schweizer Messstationen für das Wiegen während der Fahrt durchgeführt wurden [Shojaati 2002]. Die Auswertung der Daten folgt den im Hinblick auf die Erarbeitung der SIA Norm 160 (1989) festgelegten Grundsätzen [Schneider et al. 1982]. Nicht berücksichtigt wird, dass die Messsysteme für das Wiegen während der Fahrt mit Messfehlern behaftet sind und eine gewisse Fehlerquote aufweisen, d.h. nicht alle Signale können identifiziert und einem Fahrzeug zugeordnet werden.

Bild 201 zeigt die gemessenen Häufigkeitsverteilungen der Achslasten und die ermittelten Extremwerte. Die Gesamtzahl der gemessenen Achslasten beträgt 370'424 für Einzelachsen, 69'453 für Doppel-Achsen und 34'662 für Dreifach-Achsen. Letztere kommen bei Lastwagen mit hoher Gesamtlast (i. a. „40-Töner“) zum Einsatz und werden in der Schweiz in den nächsten Jahren stark an Bedeutung gewinnen. Die schwersten Achskräfte werden von Einzelachsen erzeugt, auch Doppelachselgruppen sind im Bereich hoher Achslasten stark vertreten.

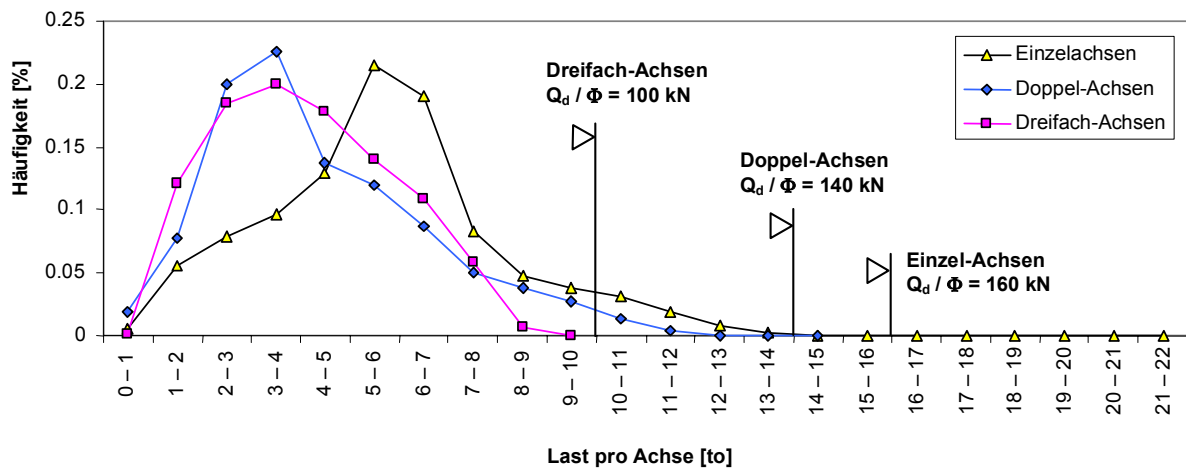


Bild 201: Häufigkeitsverteilung der Achslasten und Bemessungswerte in extremer Grösse

Das Verfahren zur Ermittlung der Bemessungskennwerte beruht auf dem Hasofer-Lind-Modell sowie auf der einheitlichen Festlegung eines Sicherheitsindex  $\beta_0 = 4$  (siehe [Schneider et al. 1982]). Da es sich bei den Verkehrslasten im vorliegenden Fall um die Leitwirkung handelt, bestimmt sich der charakteristische Wert  $Q^*$  wie folgt:

$$Q^* = m_Q + \beta_0 \cdot \delta_Q \cdot \sigma_Q$$

$m_Q$ : Mittelwert der Häufigkeitsverteilung

$\delta_Q = 0.8$  Faktor für die Leiteinwirkung

$\sigma_Q$ : Standardabweichung bei Normalverteilung

Da die Achslasten offensichtlich nicht einer Normalverteilung folgen, wird der charakteristische Wert für jene Wahrscheinlichkeit bestimmt, die sich aus obiger Bedingung ergibt:

$$P(Q < Q^*) < \Phi(\beta = \beta_0 \cdot \delta_Q = 3.2) = 0.9993, \text{ bzw. } P(Q > Q^*) = 6.9 \cdot 10^{-4}.$$

Der charakteristische Wert lässt sich anhand des Wertes  $P(Q < Q^*) = 0.9993$  direkt aus der empirischen Verteilungsfunktion herauslesen. Die Genauigkeit des erhaltenen Wertes erhält man anhand der Regeln für die geometrische Verteilung. Die Standardabweichung der Übertretungswahrscheinlichkeit für den charakteristischen Wert beträgt:

$$\sigma = \frac{\sqrt{g}}{n}$$

$g$  = Anzahl Messungen welche den charakteristischen Wert überschreiten

$n$  = Gesamtzahl gemessener Achskräfte

Der Bemessungswert in extremer Grösse  $Q_d$  ergibt sich schliesslich durch Berücksichtigung eines Modellfaktors, der nicht explizit im Gefährdungsbild berücksichtigte Einwirkungen abdecken soll, sowie eines Vergrößerungsfaktors:

$$Q_d = \Phi \gamma_s Q^*$$

$\Phi$ : Vergrößerungsfaktor

$\gamma_s = 1.1$  Modellfaktor

Die für die jeweiligen Achstypen ermittelten Werte sind nachfolgend in Tabelle 13 zusammen mit deren Genauigkeit in Form der Standardabweichung aufgelistet.

Einzelachsen (370'424 Messungen)	$Q^* \approx 145 \text{ kN}$ ( $P(Q > 145 \text{ kN}) \approx 7 \cdot 10^{-4} \pm 0.4 \cdot 10^{-4}$ ) $\Rightarrow Q_d / \Phi = \gamma_s Q^* \approx \mathbf{160 \text{ kN}}$
Doppel-Achsen (69'453 Messungen)	$Q^* \approx 125 \text{ kN}$ ( $P(Q > 125 \text{ kN}) \approx 5.5 \cdot 10^{-4} \pm 0.8 \cdot 10^{-4}$ ) $\Rightarrow Q_d / \Phi = \gamma_s Q^* \approx \mathbf{140 \text{ kN}}$
Dreifach-Achsen (34'662 Messungen)	$Q^* \approx 90 \text{ kN}$ ( $P(Q > 90 \text{ kN}) = 6.1 \cdot 10^{-4} \pm 1.3 \cdot 10^{-4}$ ) $\Rightarrow Q_d / \Phi = \gamma_s Q^* \approx \mathbf{100 \text{ kN}}$

Tabelle 13: Ermittelte Bemessungswerte der Achslasten in extremer Grösse

Der Unterschied zwischen den Werten in Tabelle 13 und dem Bemessungswert gemäss Schweizer Norm (SIA 160 (1989):  $Q_d / \Phi = 225 \text{ kN}$ ) erklärt sich zum Teil dadurch, dass das Modell der Norm auch die konzentrierte Wirkung zweier knapp nebeneinander stehender Lastwagen abdecken soll. Dieses Szenario wird im empfohlenen Nachweiskonzept durch eine explizite Erfassung des Gefährdungsbilds abgedeckt. In [Imhof et al. 2001] wird für  $Q_d / \Phi$  ein Wert von 187 kN angegeben. Dieser beruht jedoch ausschliesslich auf der Auswertung der Messungen an Einzelachsen für den Lastwagentyp 422 (Bild 185), welcher die höchsten Achslasten aufweist.

## 10.6 Überlegungen zu extremen Achslasten

Es ist nicht uninteressant, sich eine Vorstellung von den Fahrzeugen zu machen, welche für die Extremwerte in den Achslastmessungen verantwortlich sind. Dabei kommt man zum Schluss, dass grundsätzlich Fahrzeuge mit unbeschränkter Ladekapazität die grösste Gefahr für Strassen und Brücken darstellen (Bild 202 rechts). Zwar weisen auch Fahrmischer oder Autokrane sehr hohe Gewichte auf, aber deren Maximalgewicht ist durch den Aufbau bzw. durch das Fassungsvermögen der Mischtrommel relativ genau definiert. Ausserdem kennen die Fahrer solcher Fahrzeuge das Fahrzeuggewicht zumeist relativ genau und sind sich dessen Gefahr bewusst. In die Kategorie der Fahrzeuge mit eher ‚unbeschränktem‘ Fassungsvermögen fallen auch viele der schweren Lastwagen für den Transitverkehr und die meisten Bautransporter.



Bild 202: Fahrzeuge mit beschränktem (links) und nach oben offenem Fassungsvermögen (Mitte und rechts)

Zu beachten ist, dass eine hohe Achslast nicht unbedingt bedeutet, dass ein Lastwagen überladen ist. In gewissen Fällen kann die Ursache auch eine schlechte Beladung sein. Wichtig für das Verständnis des Problems überladener Lastwagen ist, dass Überladung weniger eine Folge von Schlamperei ist, sondern viel mehr damit zusammenhängt, dass **Transporteure für die gefährliche Tonnen gezahlt** werden. Somit wird die Fahrt desto profitabler, je schwerer das Fahrzeug beladen ist. In den sehr wirtschaftsliberalen USA, dem ‚Land der unbegrenzten Möglichkeiten‘, ist man sich dieses Umstands bewusst und trägt dem auch konsequent Rechnung. Einige wenige, stark überladene Lastwagen können zu gewissen Jahreszeiten ungeheuren Schaden an den Strassen anrichten, was enorme volkswirtschaftliche Kosten nach sich zieht. Daher wird der Schwerverkehr vielfach an den innerstaatlichen Grenzen der Bundesstaaten gewogen.

Achslastmessungen in der Schweiz und anderen europäischen Ländern zeigen, dass der Anteil an überladenen Fahrzeugen sehr hoch ist (siehe Beispiel Bild 203 rechts). Trotz der erhöhten Beanspruchung der Infrastruktur und der Gefahr für die anderen Verkehrsteilnehmer (ein überladener



Lastwagen hat einen wesentlich längeren Bremsweg !) drohen den Transporteuren jedoch nur wenig abschreckende Ordnungsbußen. Eine konsequente Ordnungspolitik wie in den USA wäre auch in Europa angebracht. Es ist **volkswirtschaftlich schlichtweg unsinnig, Strassen und Brücken für massiv überladene Fahrzeuge (1120 kN auf 8 m) zu dimensionieren**, anstatt die geltenden Bestimmungen rigoros durchzusetzen. Leider erfolgt dies nur in den seltensten Fällen automatisch, wie in Bild 203 links.



## General-Anzeiger

Ostfriesland/Emsland/Oldenburg

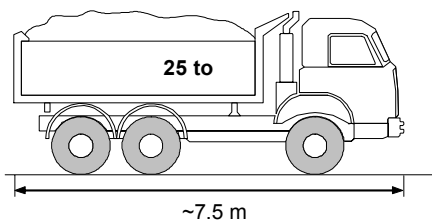
### Lkw völlig überladen

-edb. Völlig überladen war ein Lastwagen, der am Freitagabend auf der Autobahn 28 unterwegs war. Nachdem das Fahrzeug zwischen den Anschluss-Stellen Apen/Remels und Filsum wegen eines Reifenschadens liegen geblieben war, hatten Beamte der Autobahnpolizei Leer die Ladung in Augenschein genommen. Um ihren Verdacht, das zulässige Gesamtgewicht könne überschritten sein, zu überprüfen, wurde eine Wägung veranlasst. Es stellte sich heraus, dass der Lkw 60 Tonnen wog, 20 Tonnen mehr als erlaubt. Die Polizei untersagte die Weiterfahrt, bis das zulässige Gesamtgewicht durch eine Umverteilung der Ladung auf einen zweiten Lkw wieder hergestellt war. Auf den niederländischen Fahrer, so die Polizei, komme nun ein nicht unerhebliches Bußgeld zu. (16. Juli 2002)

Bild 203: Anekdotisches zum Problem überladener Lastwagen

## 10.7 Typische Linienlasten von Fahrzeugen

Angesichts der abstrakt anmutenden Kennwerte für Verkehrslastmodelle in Lastnormen hat man das Bedürfnis, die Flächen- bzw. Linienlast typischer Fahrzeuge einmal abzuschätzen. In der Folge wird dies für zwei Lastwagentypen sowie einen Personenwagen gemacht. Die erhaltenen Resultate sind insofern von einiger Bedeutung, als im Kapitel zur Anwendung entsprechende Annahmen zur Anzahl Fahrzeuge in Abhängigkeit von der gesamten Verkehrslast getroffen werden. Da die dynamische Vergrößerung bei Brückenlängsträgern stark abhängig vom Gewicht und der Anzahl der Fahrzeuge ist, wird es notwendig sich ein konkretes Bild von dem Verkehr zu machen, welcher dem Gefährdungsbild gemäss Tragsicherheitsnachweis entsprechen könnte.



### Schwerer, kompakter Bautransporter

Länge: ca. 8.5 m (inkl. Abstand)

Gewicht: 250 kN

Linienlast: ca. **30 kN/m**



### „40 to“ Lastwagen

Länge: ca. 14 m (inkl. Abstand)

Linienlast: ca. **28.5 kN/m**

Norm SIA 160 (1989):

Lastmodell 2:  $q = 5 \text{ kN/m}^2$

auf 3 m Breite,  $\gamma_q = 1.5$

Linienlast: **22.5 kN/m**

Bild 204: Verkehrslast infolge typischer Lastwagen

Bild 204 zeigt, mit welchen Linienlasten infolge eines kompakten Bautransporters sowie infolge eines typischen 40 to-Lastwagens gerechnet werden muss. Bereits die Belastung durch einen korrekt beladenen 40 to-Lastwagen (28.5 kN/m) liegt bei sehr geringem Fahrzeugabstand über dem in der Norm SIA 160 (1989) angenommenen Extremwert (22.5 kN/m). Noch deutlicher ist der Unterschied für einen schweren, kompakten Bautransporter. Das vereinzelt Auftreten solcher Fahrzeuge wurde in der Norm SIA 160 (1989) durch die Überlagerung des Lastmodells 2 mit dem Lastmodell 1 berücksichtigt. Um auch genügend Sicherheit gegenüber einem gehäuften Auftreten zu gewährleisten (siehe Bild 204 links unten), wurde im Swisscode 261 (2003) die Linienlast für eine Lastwagenkolonne auf 36.5 kN/m erhöht.

Bild 205 zeigt, dass das Lastmodell 3 gemäss Norm SIA 160 (1989) wesentlich über der Flächenlast von Personenwagen liegt. Nimmt man an, dass ein stehender PKW ca. 5 m x 2.5 m beansprucht (was bereits sorgfältiges Einparken verlangt !), dann liegt die Flächenlast bei 1.5 kN/m<sup>2</sup>, im Gegensatz zu 4.5 kN/m<sup>2</sup> für das Lastmodell 3, welches die Wirkung gemischten Verkehrs erfassen soll. Somit berücksichtigt die Norm einen hohen Anteil von Nutzfahrzeugen im gemischten Verkehr. Setzt man für einen Personenwagen die Breite einer Fahrspur von 3 m ein, so wird der Unterschied noch ausgeprägter. Praktisch erhalten Personenwagen damit die Rolle von Platzhaltern, die eine zu hohe Konzentration von Schwerfahrzeugen verhindern.



PKW

Platzbedarf: ca. 5 x 2.5 = 12 m<sup>2</sup>

Gewicht: 18 kN

Flächenlast: **ca. 1.5 kN/m<sup>2</sup>**

Norm SIA 160 (1989)

Lastmodell 3:  $q_3 = 3 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_Q = 1.5$

Flächenlast **4.5 kN/m<sup>2</sup>**

Bild 205: Flächenlasten von Personenwagen

# 11 Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Schwerfahrzeugen

## 11.1 Einführung

Um die Belastung einer Brücke durch Schwerfahrzeuge und die dynamischen Wechselwirkungen zwischen den beiden mechanischen Systemen zu verstehen, sind Grundkenntnisse der Fahrzeugdynamik und im Speziellen der dynamischen Radkräfte erforderlich. Das dynamische Verhalten eines Fahrzeugs ist wiederum abhängig von der Fahrzeugtechnik. Nach mehr als einem Jahrhundert intensiver Entwicklung im Fahrzeugbau ist die Technik heute sehr weit fortgeschritten. Die grundlegenden Zusammenhänge lassen sich jedoch weiterhin mittels einfacher Modelle erfassen, die je nach Fragestellung verfeinert werden können. In diesem Zusammenhang kann auf umfangreiche Forschungsarbeiten im Bereich der dynamischen Belastung des Strassenoberbaus zurückgegriffen werden [Cebon 1999].

Anschliessend wird nach einem kurzen Rückblick auf die Entwicklung der Fahrzeugtechnik auf den typischen Aufbau moderner Schwerfahrzeuge eingegangen. Wegen der enormen Weite dieses Fachgebietes beschränkt sich diese Einführung auf die in diesem Zusammenhang wichtigsten Komponenten sowie das spezifische Vokabular, um das Verständnis der nachfolgend eingesetzten Modelle zu erleichtern. In einem weiteren Abschnitt wird auf das Spektrum der Kennwerte eingegangen, welche in den Berechnungen verwendet wurden. Auf die Anwendung der Modelle zur Berechnung der dynamischen Radkräfte infolge von Fahrbahnunebenheiten wird im betreffenden Abschnitt eingegangen.

## 11.2 Kurzer Rückblick auf die Entwicklung der Fahrzeugtechnik<sup>4</sup>

Seit der Erfindung des Rades dienen Fahrzeuge dazu, Güter zu transportieren, aber auch, das Bedürfnis der Menschen nach Mobilität zu befriedigen. Von Anfang an stehen bei der Entwicklung militärische Zwecke im Vordergrund, was die wesentliche Motivation für den Ausbau des römischen Strassennetzes ist – die Grundvoraussetzung für den Einsatz von Fahrzeugen.

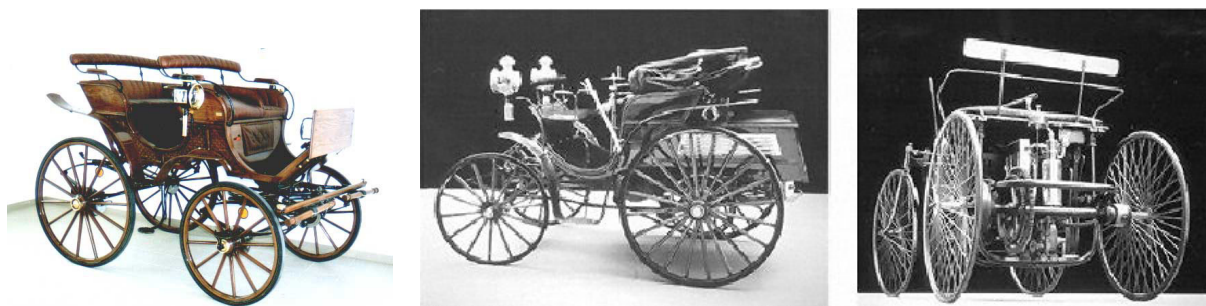


Bild 206: Eine Pferdekutsche (links) und frühe Kraftfahrzeuge; Mitte: Benz-Viktoria-Wagen (1893) mit vollgummibereiften Holzspeichenrädern, rechts: Daimler-Stahlradwagen (1889) mit vollgummibereiften Drahtspeichenrädern [Zima 2002]

Kutschen mit Stahlfederungen kommen im späten 17. Jahrhundert auf, was wegen des viel höheren Fahrkomforts zu einer rapiden Zunahme des Personenverkehrs führt. Das erste Fahrzeug, das sich selbst bewegen kann, wird 1770 gebaut. Dampfgetriebene Motoren können wegen der hohen Kosten jedoch Pferdefuhrwerke das ganze 19. Jahrhundert nicht wirklich ablösen. Von Anfang an stellen zudem Strassenunebenheiten eine der grössten Schwierigkeiten beim Einsatz von Motor-

<sup>4</sup> basierend auf Auszügen aus [Cebon 1999]

fahrzeugen dar, da die starren Stahlräder auf den schlechten Strassen häufig abhoben und schlechte Haftung hatten. Dies führt schliesslich zur Entwicklung der Eisenbahn, welche Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts ihre goldene Epoche hatte.

Nach der Entdeckung der grossen Erdölvorkommen in Texas und der Erfindung des Benzinmotors im späten 19. Jahrhundert kommt es im frühen 20. Jahrhundert in den Vereinigten Staaten zu einer explosionsartigen Entwicklung im Fahrzeugbau. Damit einhergehend kommt es zum Ausbau des Strassennetzes, welches während der Hochblüte des Eisenbahnbaus sehr vernachlässigt worden ist.

Fortschritte in der Material- und Fertigungstechnologie erlauben die Erzeugung immer schwererer Fahrzeuge, wobei das Höchstgewicht durch die Tragfähigkeit der Strassen begrenzt wird. Die Geschwindigkeit der Fahrzeuge wurde anfänglich nicht nur durch die geringe Belagebenheit sondern auch durch die Empfindlichkeit gewisser Fahrzeugkomponenten beschränkt. Vollgummireifen hatten nicht nur den Nachteil, dass sie sehr steif waren, sondern vor allem auch, dass sie sich ab Geschwindigkeiten von 25 km/h zu stark erhitzen und dadurch selbst zerstörten.



Bild 207: Entwicklung bei Reifen; links: Vollgummirad, frühe 1920er Jahre, Mitte: demontierbares Kfz-Rad, um 1900, rechts: frühes Luftreifenrad eines Nutzfahrzeugs („Riesenlufttrad“), 1930 [Zima 2002]

Wichtige Fortschritte in Bezug auf die aktuelle Thematik sind die Ablösung der Vollgummireifen durch luftgefederte Reifen im frühen 20. Jahrhundert sowie das Aufkommen von Luftfederungen als Alternative zu Blattfederungen in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts. Diese Entwicklungen werden jeweils stark aus Gründen des verminderten Strassenunterhalts gefördert. Am Beispiel der Luftreifen, welche erst mit dem allmählichen Verschwinden der Pferdekutschen und damit der Hufnägel ihren uneingeschränkten Nutzen entfalten, ist ersichtlich dass sich diese Neuerungen erst nach Jahren oder Jahrzehnten durchsetzen.

Dem Verlangen nach möglichst weichen, strassenschonenden Federungen sind jedoch Grenzen durch die erforderliche Kippstabilität der Fahrzeuge gesetzt. Neuerdings kommen elektronisch gesteuerte Aufhängungen zum Einsatz, bei denen Steifigkeit und Dämpfung automatisch der Situation angepasst werden. Die wichtigsten Kriterien für die Entwicklung in der Fahrzeugtechnik sind jedoch nicht die Wirkung auf die Strasse, sondern die geringen Kosten im Betrieb und die sichere und effiziente Beförderung der Ladung.

### 11.3 Fahrzeugtechnik

In diesem Abschnitt wird kurz auf den Aufbau von Lastwagen sowie auf die Merkmale und Bezeichnungen der einzelnen Bestandteile eingegangen, soweit diese in der Folge von Relevanz sind. Von Interesse ist, wie schwere Fahrzeuge ihre Lasten abtragen und welche Komponenten einen nennenswerten Einfluss auf das dynamische Verhalten haben, wobei als Kriterium die dynamischen Radkräfte dienen. Der Schwerpunkt liegt auf gängigen Fahrzeugmodellen, welche für den Transport sehr schwerer Güter eingesetzt werden. Dazu gehören primär drei- bis fünfsachsige Kipper und vier- bis sechssachsige Sattelschlepper (Aufliegerfahrzeuge). Zusammengesetzte Fahrzeuge verhalten sich grundsätzlich nicht anders wie zwei Einzelfahrzeuge und werden nicht gesondert behandelt.

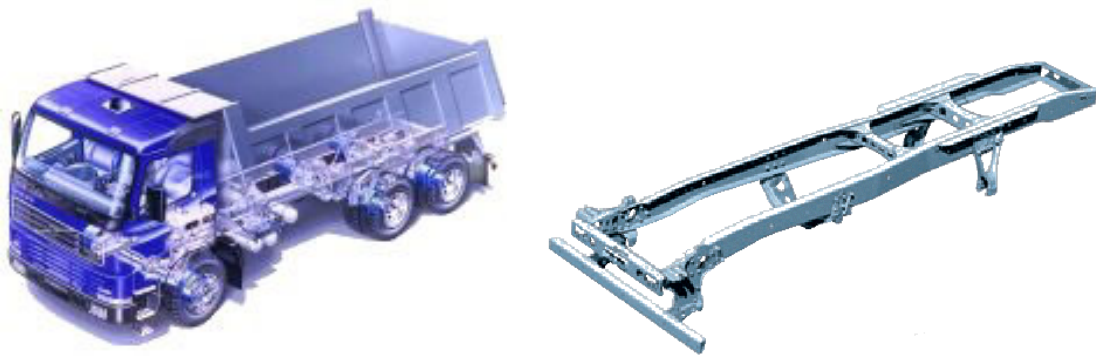


Bild 208: Beispiele eines Kippers und eines Rahmens

Das tragende Element bei einem Lastwagen ist **der Rahmen bzw. das Fahrgestell**, welcher normalerweise aus offenen Stahlprofilen besteht (siehe Bild 208). An diesem sind die Elemente des Aufbaus befestigt, wobei zumindest Achsen, Motor und Fahrersitz gefedert sind. Fahrer und Sitz sind wegen deren geringen Gewichts bedeutungslos. Der Motor ist auf Gummielementen gelagert, welche hochfrequente Schwingungen effizient dämpfen. Da sie auf Schwingungen im Bereich zwischen 1 und 15 Hz kaum reagieren, kann der Motor als starr mit dem Rahmen verbunden betrachtet werden. Alle praktisch starr mit dem Rahmen verbundenen Elemente zusammen werden als **Aufbau** bezeichnet. Dazu zählen insbesondere das Fahrerhaus, die Steuerung, Motor und Getriebe, der Tank, die Karosserie, Aufbauten zur Aufnahme der Ladung sowie die Ladung selber.

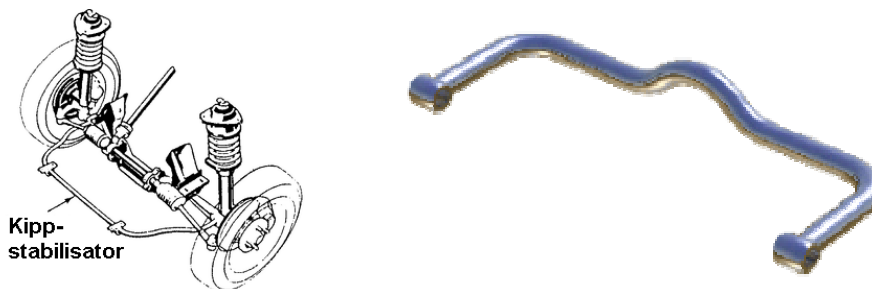


Bild 209: Wankstabilisatoren für Lastwagen

Der Aufbau ist über **Aufhängungen** auf den Achsen gelagert. Auf ebenen Strassen dienen Aufhängungen primär gehobenen Ansprüchen an den Fahrkomfort und die Sicherheit der Ladung. Auf unebenem Untergrund ermöglichen Aufhängungen dass die Räder auch bei unterschiedlicher Höhenlage der Aufstandsflächen Bodenkontakt behalten und das Fahrzeug damit noch angetrieben und gelenkt werden kann. Für einen sanften Transport von Personen und Ladung ist eine möglichst geringe Steifigkeit der Aufhängung erwünscht. Diesem Kriterium stehen die Anforderungen an die Steuerbarkeit und Kippsicherheit gegenüber. Zu weiche Aufhängungen führen zu tragem Fahrverhalten und verringerter Stabilität. Neben Aufhängungen zur Abfederung der vertikalen Kräfte verfügen grosse Lastwagen daher auch über zusätzlichen Vorrichtungen zur Verbesserung der Fahrzeugstabilität. Dazu gehören primär Kippstabilisatoren (engl. „anti-roll bar“, „stabiliser bar“, „sway bar“), welche Rotationen des Fahrzeugaufbaus um dessen Längsachse entgegenwirken (Bild 209).

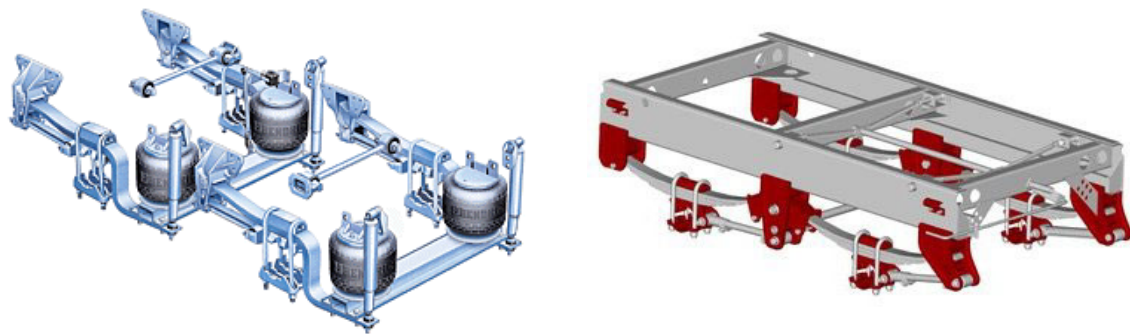


Bild 210: Beispiele von luft- und blattgefederten Tandem-Aufhängungen

Da das Verformungsverhalten der Aufhängungen grosse Bedeutung für das dynamische Verhalten eines Fahrzeugs hat, ist es notwendig auf diese Elemente genauer einzugehen. Bild 210 zeigt Beispiele der wichtigsten Arten von Aufhängungen, nämlich Luftfederungen (links) und Blattfederung (rechts). Auf Spezialkonstruktionen wie Torsionsstäbe wird nicht näher eingegangen, da sie selten sind. Eine Aufhängung muss Unebenheiten nicht nur abfedern, sondern die Schwingungen des Aufbaus auch dämpfen. Bei Blattfederungen erfolgt dies durch Reibung zwischen den Stahllamellen, und bei Luftfederungen werden eigens Stossdämpfer eingebaut. Um laterale Kräfte speziell bei Bremsung und Kurvenfahrt aufnehmen zu können, verfügen Aufhängungen über Stabilisatoren, welche jedoch keinen Einfluss auf vertikale Schwingungen haben.

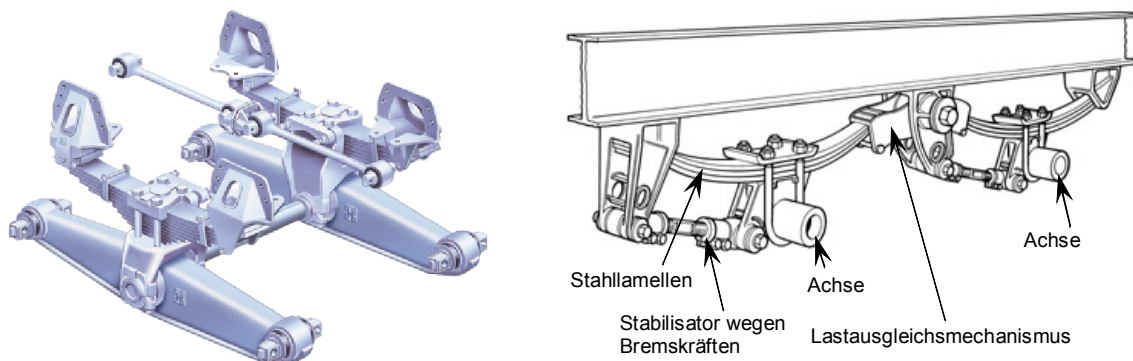


Bild 211: Beispiele von Blattfederungen; links Waagebalkenaufhängung, rechts Aufhängung für Nachläufer-Tandemachsen

**Blattfederungen** bestehen aus Stahllamellen, welche die Fahrzeuglast über Biegung abtragen. Dementsprechend entscheiden Querschnittsform, Anzahl und Spannweite über die Federsteifigkeit. Durch spezielle Ausbildung der Auflager und Vorverformung einzelner Lamellen kann erreicht werden, dass die Steifigkeit mit steigender Durchbiegung zunimmt, wodurch verhindert wird, dass der Reifen bei extremer Belastung am Radkasten anschlägt (Bild 212). Die Stahllamellen sind nur lose miteinander verbunden, so dass es bei einer Zunahme der Durchbiegung zu Relativverschiebungen im Verbund zwischen den Lamellen kommt, woraus der gewünschte Dämpfungseffekt resultiert. Dadurch sind Blattfederungen wesentlich unempfindlicher und wartungsärmer als Luftfederungen. Der Nachteil dieser Aufhängungskonstruktion ist, dass die Haftreibung bei geringen Änderungen der Durchbiegung nicht überschritten wird und sich die Federung sehr steif und schwach gedämpft verhält. Daher werden Blattfederungen von Vorderrädern häufig mit einem Stossdämpfer versehen, um den Fahrkomfort für den Fahrzeugenker zu verbessern.

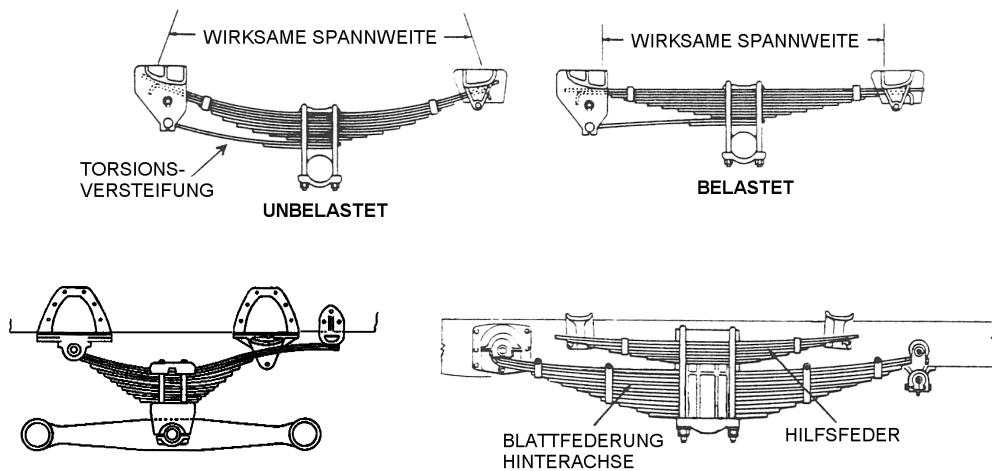


Bild 212: Konstruktionen zur Variation der Federsteifigkeit von Blattfedern

**Luftfedern** bestehen aus einem pneumatischen Gummibalg und einem Stossdämpfer. Durch die Änderung des Luftdrucks im Luftbalg kann einerseits die Höhenlage des Aufbaus verändert werden (bekannt geworden durch den französischen Fahrzeughersteller Citroën), andererseits kann die Federsteifigkeit zu einem gewissen Grad reguliert werden. Im Gegensatz zu Blattfedern lassen sich Luftfedern daher vorzüglich halb- oder vollautomatisch regeln und in moderne, elektronisch gesteuerte Fahrzeuge integrieren. Um einen Lastausgleich bei Achsgruppen zu ermöglichen, sind die Gummibälge hintereinander liegender Federungen verbunden (Bild 217). Geeignete Ventile ermöglichen dabei den Ausgleich des Luftdrucks. Genauso wie diese Ventile müssen die Stossdämpfer korrekt eingestellt sein, um ein optimales Dämpfungskoeffizient zu erzielen.

**Stossdämpfer** von Luftfedern sind ölhdraulische Elemente, die im Wesentlichen aus einem ölgefüllten Druckrohr bestehen, in welchem eine Kolbenstange ein- und ausfährt. Bei der Bewegung wird das Öl durch Bohrungen innerhalb des Kolbens gepresst, was zur gewünschten Dämpfung führt. Spezielle Dichtungspakete verhindern, dass das Öl auf unerwünschten Wegen ausfließt. Stossdämpfer werden individuell für die jeweilige Anwendung ausgelegt und können beispielsweise nur für bestimmte Frequenzen aktiv sein.

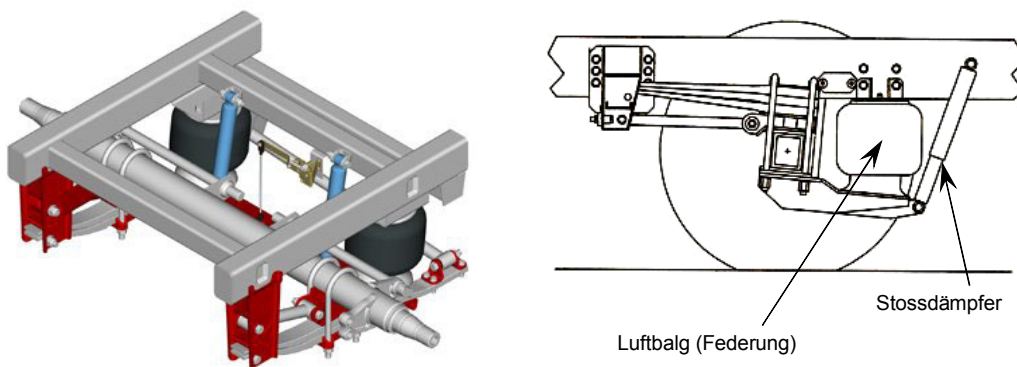


Bild 213: Beispiele von Luftfedern

Luftfedern haben den Nachteil, dass sie relativ empfindlich und wartungsintensiv sind. Der Luftbalg kann infolge Versprödung oder aus anderen Gründen undicht werden. Genauso kann ein Defekt im Leitungssystem zu einem Abfall des Luftdrucks führen. Zur Sicherheit sind daher alle Bälge im Inneren mit einem Gummisporn versehen, auf dem der Aufbau im Notfall aufsitzt und minimal gefedert wird (Bild 214). Auch die Stossdämpfer benötigen Wartung, damit ihre Wirksamkeit gewährleistet bleibt.

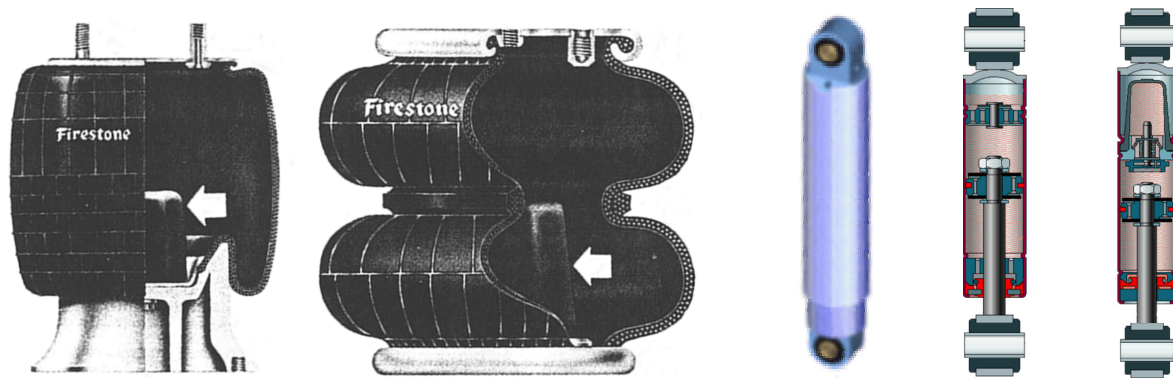


Bild 214: links: Aufbau von Gummibälgen einer Luftfederung (Pfeil: Not-Gummidorn zur Federung bei Druckabfall); rechts: Aufbau von Stossdämpfern

Neben dem Aufbau stellen die **Achsen** inklusive aller darauf montierten Elemente die wichtigsten Schwinger im Fahrzeug dar, wobei die Bedeutung mit dem Gewicht der schwingenden Masse zunimmt. Je nach Konstruktion und Funktion können Achsen durchgehend, nicht durchgehend oder durch Gelenke getrennt sein. Durchgehende Achsen verfügen normalerweise über ein Differentialgetriebe, um bei Kurvenfahrt die unterschiedliche Drehgeschwindigkeit zwischen Innen- und Ausenrädern auszugleichen. Antriebsachsen sind über die Kurbelwelle mit dem Motor verbunden, und tragen dementsprechend einen Teil der Welle. Zudem können Achsen auch gelenkt und gebremst sein, wodurch sich deren Gewicht noch einmal vergrößert. Bei gewissen Fahrzeugtypen können einzelne Achsen angehoben werden, was bei Fahrt mit geringer Beladung den Rollwiderstand und den Verschleiss reduziert.



Bild 215: Beispiel einer Antriebsachse mit Scheibenbremse

Die Achsen geben die Kräfte über **die Reifen** auf den Untergrund ab. Die Reifen von Schwerfahrzeugen haben meistens einen Durchmesser von ca. 1 m und einen Innendruck von 6 bis 10 bar. Bei hohen Achslasten werden zumeist Zwillingssreifen eingesetzt, aber auch überweite Einzelreifen mit gegenüber normalen Reifen erhöhtem Innendruck sind verbreitet. Bezüglich deren Aufbaus finden sich heute fast nur noch Radialreifen, welche sich durch eine gleichmässiger Lastverteilung und bessere Laufeigenschaften kennzeichnen.

Um die Belastung der Strassen zu beschränken, ist die Achslast einer Einzelachse in den meisten Ländern auf ca. 100 kN begrenzt. Sehr schwere Fahrzeuge verfügen daher über **Achsgruppen**, welche zwei oder drei Achsen umfassen, wobei der Achsabstand ca. 1.3 m beträgt. Dieser Abstand ist so gewählt, dass es bei üblichen Bauweisen des Strassenoberbaus zu einer günstigen Lastverteilung kommt, bei der sich Wirkung angrenzender Achsen geringfügig kompensiert (Bild 216). **Doppelachsgruppen** finden sich häufig bei den Hinterrädern von Kippern und Zugfahrzeugen sowie bei mittelschweren Aufliegern. Bei den Vorderrädern sind Achsgruppen selten, da jede Achse gelenkt sein muss. **Dreifachachsgruppen** werden bei Einzelfahrzeugen nur im Fall sehr schwerer Kipper eingesetzt, üblicherweise findet man sie bei den Aufliegern von Sattelschleppern, den typischen „40 Tönnern“.



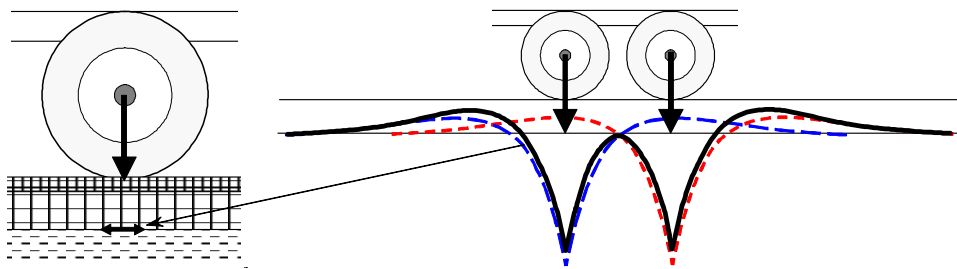


Bild 216: Spannungsverlauf an der Basis des Strassenoberbaus infolge einer Doppelachsguppe

Bei Achsgruppen sind **Lastausgleichsvorrichtungen** erforderlich, welche verhindern dass die gesamte Last in gewissen Situationen mehrheitlich über eine einzelne Achse abgetragen wird. Bei Blattfederungen erfolgt der Ausgleich mechanisch, indem benachbarte Achsen direkt aneinander gekoppelt sind. Der wirkungsvollste Lastausgleich wird durch Waagebalkenaufhängungen („walking beam suspensions“) erzielt (siehe Bild 217). Ironischerweise führt gerade dieser Typ von Aufhängungen zu den stärksten Radkraftschwankungen, da Rotationen um den Drehpunkt schlecht gedämpft sind und daher bei ungünstiger Anregungsfrequenz stark angeregt werden. Bei Luftfedern erfolgt der Lastausgleich über Ventile zwischen den Luftbälgen. Oft ist jedoch der Lastausgleich nicht sehr wirkungsvoll und es kommt gerade bei starken Fahrbahnunebenheiten zu einer deutlichen Lastumlagerung.

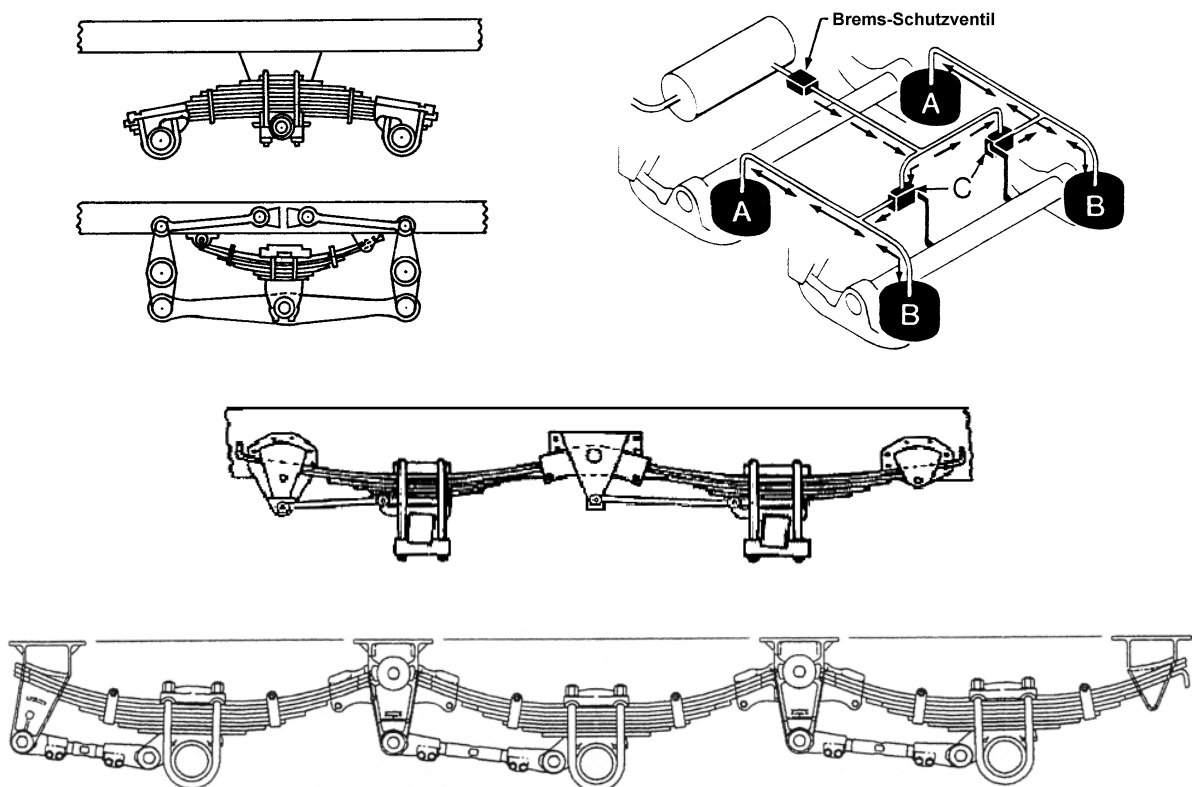


Bild 217: Lastausgleichsvorrichtungen bei Achsgruppen

Wie bereits erwähnt, lassen sich Lastwagen in Einzelfahrzeuge, Sattelschlepper und Lastenzüge unterteilen. Die schwersten **Einzelfahrzeuge** sind typischerweise Fahrmischer, Kipper und Spezialfahrzeuge wie Autokrane. Aus der Sicht der Strassenerhaltung sind vor allem Kipper gefährlich da deren Kapazität im Gegensatz zu Fahrmischern nicht begrenzt ist. Bei **Sattelschleppern** unterscheidet man zwischen dem Zugfahrzeug und dem Auflieger, welche über eine Kupplung („fifth wheel“) gelenkig miteinander verbunden sind. Sattelschlepper werden sehr häufig für den Fernverkehr eingesetzt und sind generell mehr kontrolliert als Fahrzeuge für lokalen oder regionalen Ver-

kehr. **Lastenzüge** setzen sich ebenfalls aus einem Zugfahrzeug und einem Anhänger zusammen und dienen eher dem Transport voluminöser als schwerer Güter. Der Anhänger ist meist über eine gelenkige Kupplung angeschlossen, sodass sein dynamisches Verhalten vom Zugfahrzeug nicht wesentlich beeinflusst wird.

Die Achsabstände und Achslasten von Schwerfahrzeugen sind gesetzlich geregelt, wobei sich die Vorschriften nicht nur in Europa von Land zu Land sondern sogar auch in den USA von Bundesstaat zu Bundesstaat unterscheiden. Dies lässt sich zu einem gewissen Grad durch die Unterschiede in der Bodenbeschaffenheit, dem Klima und dem Ausbaustandard der Strassen erklären. Nicht zugelassen auf den Strassen Mitteleuropas sind beispielsweise die in Bild 218 unten gezeigten Fahrzeuge. Die gesetzlichen Vorschriften orientieren sich einerseits an der Umweltbelastung durch Lastwagen, andererseits an den Bedürfnissen des Marktes an einer möglichst rationellen Beförderung von Gütern. (Untersuchungen zur Optimierung der Transportkosten inkl. Erhaltungskosten)



Bild 218: Beispiele von schweren Fahrzeugen; von links oben nach rechts unten: Fahrmischer, Sattelschlepper, Kipper für grosse Erdarbeiten und australischer Lastenzug

## 11.4 Modellbildung

### 11.4.1 Grundgedanken

Das Ziel der Modellbildung ist es, ein reelles Fahrzeug durch ein möglichst einfaches, mechanisches Modell abzubilden, welches die durch die Räder auf die Fahrbahn übertragenen Kräfte genügend genau reproduziert. Die numerische Simulation auf der Grundlage mechanischer Modelle ist speziell im Fahrzeugbau sehr beliebt und mittlerweile sehr ausgereift. Es stehen kommerzielle Computerprogramme zur Verfügung, mit welchen komplizierte Mehrmassensysteme erfasst, deren Bewegungsdifferentialgleichungen generiert und deren Verhalten in verschiedenster Art und Weise analysiert werden kann [Kortüm 1992]. Die Leistungsfähigkeit moderner Rechner erlaubt es mittlerweile, ein Fahrzeug bis ins kleinste Detail zu modellieren und das Verhalten beispielsweise bei Anprall zu simulieren.

Die wichtigste Entscheidung des Ingenieurs bleibt jedoch die Wahl des geeigneten Modells, wie T. Gillespie und M. Sayers vom University of Michigan Transportation Research Institute in einem Artikel festhalten [Gillespie et al. 1999]. Die Wahl eines Modells verpflichtet den Anwender, sich mit dessen mechanischen Grundlagen und dessen Anwendungsbereich genauestens auseinanderzusetzen. In den seltensten Fällen warnt ein Programm den Benutzer, wann die Grenzen der Anwendbarkeit überschritten werden und die Resultate nicht mehr genügend genau mit der Wirklich-

keit übereinstimmen. Um diesem Problem auszuweichen, werden gerne die umfassendsten Modelle gewählt, welche verfügbar sind. Dabei wird übersehen, dass ein Modell desto unübersichtlicher und unverständlicher wird, je komplizierter es ist. Der Benutzer ist oft gar nicht in der Lage, die grosse Zahl der erforderlichen Kennwerte genau zu bestimmen, wodurch er unter Umständen falsche Ergebnisse erhält. Viel gravierender ist jedoch die Konsequenz, dass die wesentlichen Zusammenhänge zwischen den Eingangsgrössen und dem berechneten Verhalten verschleiert werden. Das beste Modell ist daher jenes welches die entscheidenden physikalischen Zusammenhänge erfasst, ohne den Anwender mit unnötigen Details zu belasten.

#### 11.4.2 Diskretisierung

Mechanisch gesehen ist ein Fahrzeug ein schwingungsfähiges System mit einer unendlich grossen Zahl von Freiheitsgraden, wobei jedem Freiheitsgrad eine Eigenschwingungsform entspricht. So gibt es beispielsweise Biegeschwingungen des Rahmens, der Karosserie und der Reifen, der Treibstoff schwankt im Tank und je nach Ladung schwingt auch diese mit. Die Modellbildung umfasst in einem ersten Schritt die Zusammenfassung elastischer Kontinua zu Starrkörpern, d.h. die Vernachlässigung der Biegeschwingungen derselben, wodurch man ein so genanntes Mehrmassensystem („multibody system“) erhält. In einem zweiten Schritt erfolgen die Festlegung der relevanten Freiheitsgrade der einzelnen Starrkörper und die Einführung von Elementen mit definiertem Verformungsverhalten, welche die entsprechenden Bewegungen ermöglichen.

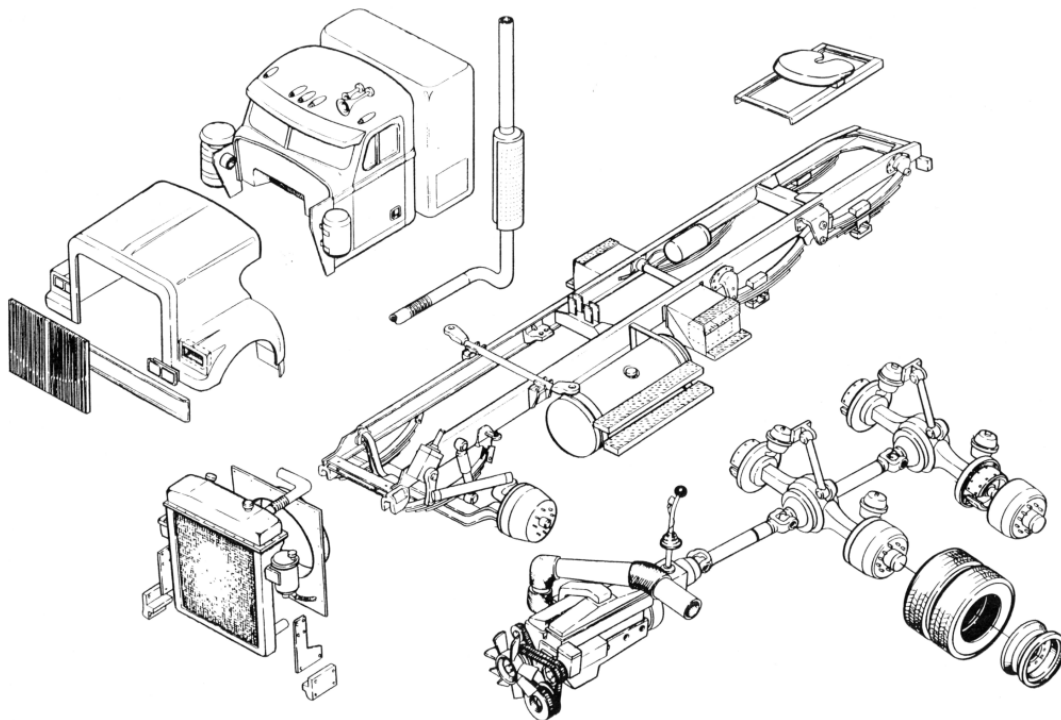


Bild 219: Explosionsschaubild einer Sattelzugmaschine als Illustration einer möglichen Diskretisierung [Brady 1989]

Im Hinblick auf die Simulation der dynamischen Radkräfte haben sich die folgenden Vereinfachungen als zweckmässig erwiesen:

- Die Achsen und alle fix darauf montierten Teile werden zu starren Körpern, den so genannten **Achsmassen**, zusammengefasst. Im einfachsten Fall bildet jedes Rad mit der zugehörigen Achshälfte eine Punktmasse. Die Modellierung der Achsmasse als starrer Stab ist erforderlich, wenn die Rotationen der Achse um die Längsachse des Fahrzeugs präzise wiedergegeben werden sollen. In diesem Fall muss die genaue Masseverteilung entlang der Achse erfasst werden.

Durch die Modellierung der Achse als Starrkörper werden deren Biegeschwingungen vernachlässigt. Genau genommen stellt eine Achse einen auf den Rädern gelagerten, einfachen Balken dar, dessen Grundfrequenz typischerweise im Bereich von 40 Hz liegt. Die Achseigenschaften befinden sich damit ausserhalb des relevanten Frequenzbereichs von 1 bis 15 Hz. Abgesehen davon weisen sie nur eine relativ geringe Amplitude auf und machen sich daher in den Radlastschwingungen nicht bemerkbar.

- Der Aufbau mit Fahrgestell, Motor, Karosserie, Nutzlast usw. (Bild 219) bildet einen starren Körper, die sogenannte **Aufbaumasse**. Eine getrennte Modellierung von Fahrer und Fahrersitz (notwendig zur Erfassung des Fahrkomforts) oder der Flüssigkeit in einem Tanklastwagen (Modellierung als Pendel im Hinblick auf die Kippsicherheit) ist im Hinblick auf die dynamischen Radkräfte nicht notwendig.

Die Grundfrequenz der Biegeschwingungen von LKW-Rahmen liegt im Bereich von 6 Hz. Deren Vernachlässigung wird meist dadurch gerechtfertigt, dass die Aufhängungen die Knoten der Biegeschwingungen darstellen und an diesen Stellen daher keine Vertikalverschiebungen auftreten. Dabei wird übersehen, dass dies nur für starr gelagerte Balken gilt. In diesem Fall treten jedoch Lagerkräfte auf, welche proportional zur wirksamen Masse des Balkens und zur Schwingungsamplitude sind. Mit zunehmender Flexibilität der Auflager nehmen die Lagerkräfte zwar ab, die Verschiebungen an der Stelle der Lager aber zu. Die Vernachlässigung der Biegeeigenschaften des Aufbaus lässt sich daher eher dadurch rechtfertigen, dass die Amplituden im Vergleich zu den Starrkörperverschiebungen der Achsen und des Aufbaus klein sind.

### 11.4.3 Freiheitsgrade

Die **Aufbaumasse** kann je nach Ziel der Untersuchung ein-, zwei- oder dreidimensional modelliert werden. Bild 220 zeigt den allgemeinen Fall einer dreidimensionalen Aufbaumasse, welche grundsätzlich 6 Freiheitsgrade aufweist: drei Translationen und drei Rotationen. Davon sind jedoch nur drei in diesem Zusammenhang relevant:

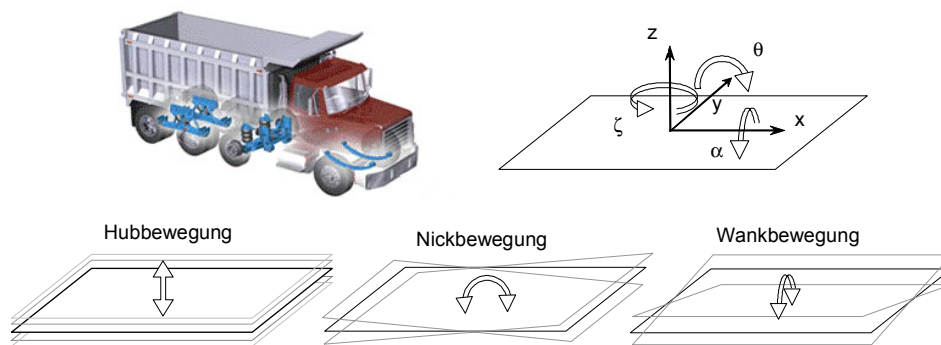


Bild 220: Freiheitsgrade eines starren Körpers (rechts oben) und Bezeichnungen der wichtigsten Freiheitsgrade des Fahrzeugaufbaus (unten)

- die vertikale Verschiebung = **Hubbewegung** (engl. „body hop or bounce motion“, franz. „bondissement“)
- die Drehung um die Querachse = **Nickbewegung** (engl. „pitching“, franz. „tangage“)
- die Drehung um die Längsachse = **Wankbewegung** (eng. „rolling“, franz. „roulis“)

Im einfachsten Fall weist der Fahrzeugaufbau entsprechend drei Eigenschwungsformen auf: Hub-, Nick- und Wank-Eigenschwingung. Von der Anregung des Aufbaus hängt es ab, welche Schwingungsform die Antwort dominiert. Durch die starke Dämpfung in den Aufhängungen kann der Übergang von Hub- zu Nickschwingungen auch fließend sein.

Bei der Achsmasse ist die Zahl der Freiheitsgrade dadurch bestimmt, ob sie eindimensional als Punktmasse oder zweidimensional als starrer Stab modelliert wird. Im ersten Fall interessiert nur

die reine Vertikalbewegung = **Achs-Hubschwingung** (engl. „axle-hop“, franz. „sautillement“). Im zweiten Fall wird die mögliche Verstärkung der Hubschwingung durch **Achs-Wankschwingungen** berücksichtigt. Diese treten bei asynchroner Anregung der linken und rechten Räder auf.

**11.4.4 Verformungsverhalten**

Durch die Diskretisierung des Fahrzeugs in Starrkörper wird die ganze Verformungsfähigkeit in jenen Elementen konzentriert, welche die Starrkörper untereinander und mit dem Untergrund verbinden. Dies sind einerseits die Aufhängungen und andererseits die Reifen, welche als masselose Feder-Dämpfer-Elemente modelliert werden. Im Hinblick auf die Analyse des Modells wird generell zwischen linearem und nichtlinearem Kraft-Verschiebungs-Verhalten unterschieden:

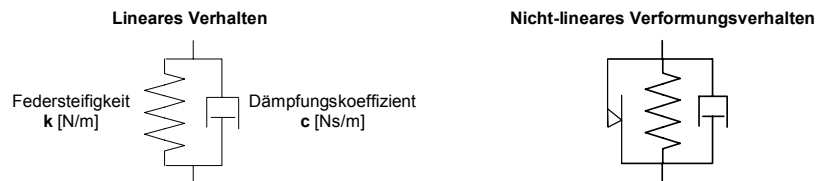


Bild 221: Symbolik zur Darstellung von Verformungsverhalten; links: lineares Feder- und Dämpfungsverhalten (Kalvin-Voigt Element), rechts: Kombination eines Reibungs-, Feder- und Dämpfungs-elements zur Darstellung eines allgemeinen Verformungsverhaltens

- Von **linearem Verhalten** spricht man, wenn die Federkennlinie im relevanten Bereich annähernd linear verläuft und viskose, das heisst geschwindigkeits-proportionale Dämpfung vorherrscht. In diesem Fall kann das Verhalten des Elements mit zwei Kennzahlen beschrieben werden, nämlich mit der Federsteifigkeit  $k$  [N/m] und dem Dämpfungskoeffizienten  $c$  [Ns/m]. Lineares Verhalten wird mit dem im Bild 221 links gezeigten Symbol dargestellt.
- Bei **nicht-linearem Verhalten** sind Federsteifigkeit und / oder Dämpfungskoeffizient nicht konstant sondern abhängig von der Frequenz oder auch der Amplitude. Praktisch alle Federn und Dämpfer weisen zumindest bei grossen Amplituden oder hohen Frequenzen ein mehr oder weniger nicht-lineares Verhalten auf. Da sich die Analyse eines Modells bei der Annahme linearen Verhaltens jedoch wesentlich vereinfacht, werden Abweichungen erst berücksichtigt, wenn sie stark ins Gewicht fallen. Zusätzlich zur Analyse wird die Definition des Kraft-Verschiebungs-Verhaltens erschwert, da zwei Kennzahlen zu dessen Beschreibung nicht mehr genügen. Als Symbol für nicht-lineares Verhalten dient in der Folge das im Bild 221 rechts dargestellte Symbol.

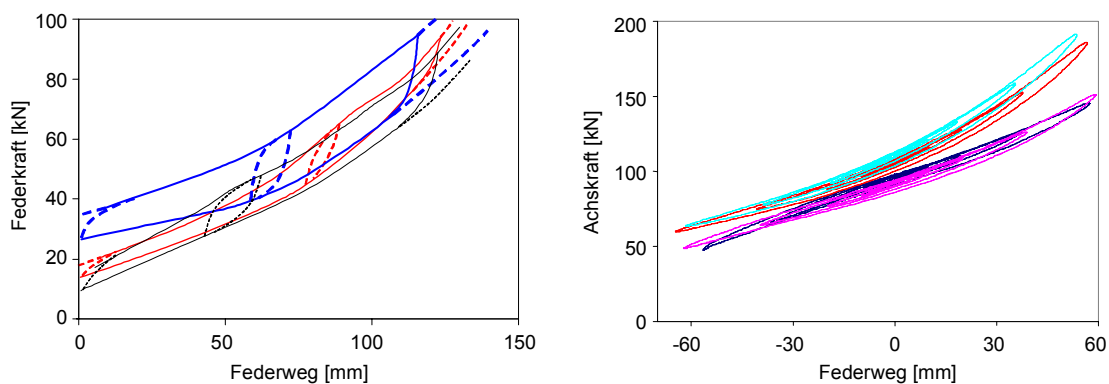


Bild 222: Beispiele von Kraft-Verschiebungs-Diagrammen von Aufhängungen; links: Messungen an Blattfederungen nach [Cantieni 1988], rechts: Luftfederungen des Versuchsfahrzeugs für die dynamischen Lastversuche an den Schweizer Brücken im Rahmen von OECD DIVINE (Messungen freundlicherweise zur Verfügung gestellt durch das NRC, Kanada)

Aufhängungen weisen je nach Konstruktionstyp ein annähernd lineares (Luftfederungen) oder ein ausgeprägt nicht-lineares Verhalten (Blattfederungen) auf. Bild 222 zeigt Beispiele von gemessenen Verformungsverhalten von Aufhängungen. Bei den Kurven für Luftfederungen (rechts) muss beachtet werden, dass diese nur für eine bestimmte Anregungsfrequenz gültig sind (siehe Bild 223). Reifen verhalten sich ausgeprägt linear, wenn man vom Abheben der Reifen absieht. Bei sehr starken Unebenheiten muss die Nichtlinearität beim Übergang vom Druck- in den Zugbereich berücksichtigt werden.

#### 11.4.5 Dämpfungsverhalten

Die Dämpfung ist speziell für die Kontrolle der Schwingungen des Fahrzeugaufbaus von grosser Bedeutung. Eine ungenügende Dämpfung führt nicht nur zu starken Radkraftschwankungen, sie reduziert auch deutlich den Fahrkomfort und die Sicherheit der Ladung. Personenwagen sind daher grundsätzlich mit Stossdämpfern ausgerüstet, die Dämpfungsraten im Bereich der kritischen Dämpfung ( $\zeta = 100\%$ ) aufweisen. Da die Kraft im Dämpfer proportional zur Geschwindigkeit zunimmt, sind sie vor allem bei hohen Fahrgeschwindigkeiten grossen Belastungen ausgesetzt.

Bei Lastwagen haben sich Blattfederungen mit Reibungsdämpfung als robuster als Luftfederungen mit Stossdämpfern erwiesen und werden daher vor allem bei Bautransportern immer noch gerne eingesetzt. Bei Blattfederungen ist die Reibung stark abhängig vom Federweg, jedoch unabhängig von der Geschwindigkeit, was vor allem bei der Fahrt über unebene Baupisten von Vorteil ist.

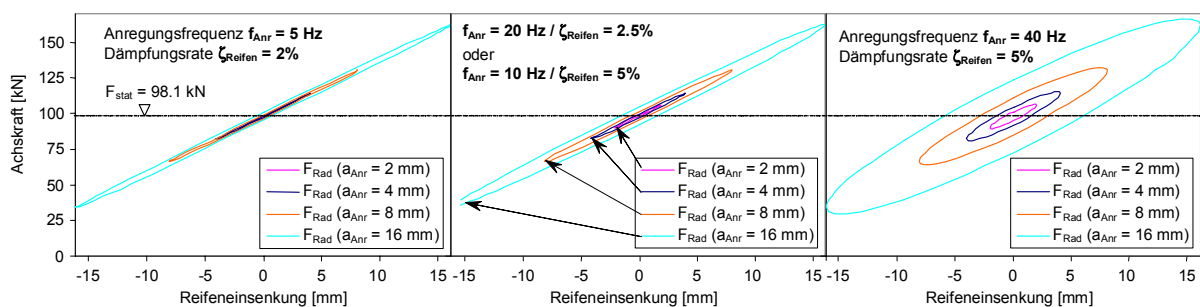


Bild 223: Kraft-Weg-Diagramme von Reifen für unterschiedliche Dämpfungsraten  $\zeta_{\text{Reifen}}$ , Anregungsfrequenzen  $f_{\text{Anr}}$  und Anregungsamplituden  $a_{\text{Anr}}$ , zunehmende Hysterese von links nach rechts

Physikalisch gesehen ist die Dämpfung eine Folge der Hysterese im Kraft-Weg-Diagramm (Bild 223). Von Hysterese spricht man, wenn die Be- und Entlastungskurve unterschiedlich sind. Die durch die zwei Kurven eingeschlossene Fläche entspricht der Energie, welcher der Bewegung infolge Dämpfung entzogen wurde. Die solchermaßen erzeugte Dämpfungsarbeit wird in Wärme umgewandelt.

#### 11.4.6 Modellierung von Reifen

Das Kraft-Verschiebungs-Verhalten von Reifen zeigt im Druckbereich ein weitgehend lineares Verhalten (Bild 224 links). Die schwache Nichtlinearität im tiefen Kraftbereich wird bei der Simulation der dynamischen Radkräfte üblicherweise vernachlässigt. Die Federsteifigkeit ist von der Reifenart, der Reifengrösse und dem Reifeninnendruck abhängig. Bild 224 rechts zeigt die „Reifen-Federkennlinie“ für unterschiedlichen Innen(über)druck. Dieser beträgt im Normalfall ca. 8 bar. Bei 6 bar ist der Rollwiderstand und damit der Kraftstoffverbrauch deutlich höher, und der Reifen erwärmt sich wegen der höheren Dämpfung stärker. Bei 10 bar reduzieren sich Rollwiderstand und Treibstoffverbrauch, dafür verstärkt sich die Abnutzung des Profils. Die Reifendämpfung ist im Normalfall im Vergleich zu Aufhängungs-Dämpfung gering.

Auch die Dämpfung von Reifen wird in der Regel als linear modelliert. Wie Bild 223 zeigt, hat diese erst bei hohen Anregungsfrequenzen einen Einfluss. Für Schwingungen im Bereich der Eigenfrequenzen des Aufbaus ist sie praktisch wirkungslos. Bei der Modellierung des Reifenverhaltens darf nicht übersehen werden, dass Reifen keine Zugkräfte aufnehmen, das heisst dass die Reifenkraft beim Abheben der Reifen auf null abfällt.

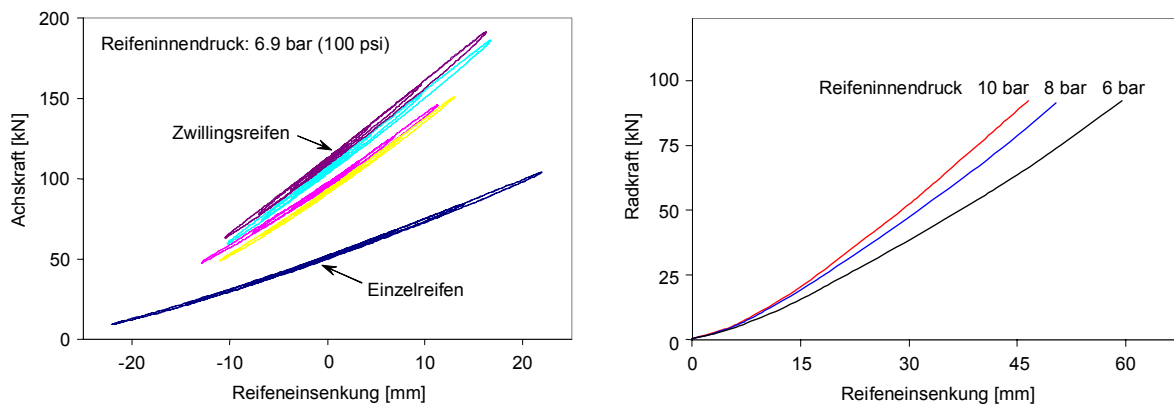


Bild 224: Beispiele von Kraft-Verschiebungs-Diagrammen für Reifen; links: Messungen am Versuchsfahrzeug für die dynamischen Lastversuche an den Schweizer Brücken im Rahmen von OECD DIVINE (Messungen freundlicherweise zur Verfügung gestellt durch das NRC, Kanada), rechts: Messungen nach [Cantieni 1988]

### 11.4.7 Modellierung von Luftfederungen

Luftfederungen können analog zu Reifen durch ein lineares Feder-Dämpfer Element abgebildet werden. Bild 222 zeigt, dass die Annahme linearer Steifigkeit auch bei Luftfederungen nur näherungsweise stimmt. Im Unterschied zu Reifen können Luftfederungen auch Zugkräfte übertragen, was jedoch belanglos ist, da Aufhängungen nur in Ausnahmefällen vollständig entlastet werden, wie bei Reparaturen oder beim Umkippen des Fahrzeugs.

Im diesem Zusammenhang wird nicht näher eingegangen auf das Verhalten elektronisch gesteuerter Luftfederungen. Von „adaptiven“ und „semi-aktiven“ („slow active“) Federungen wird gesprochen, wenn eine elektronische Steuerung automatisch eingreift, sobald die Gefahr des Umkippen besteht. Die hochfrequenten Achseigenschwingungen werden jedoch nicht modifiziert. Bei „voll-aktiven“ („fully active“) Steuerungen wird das ganze Frequenzspektrum kontrolliert ([Wright 1084], [Wallentowitz et al. 1995]).



Bild 225: Beispiele von Defekten bei Luftfederungen (Firestone Airide Air Springs Maintenance Manual)

Ebenso nicht modelliert wird unplanmässiges Verhalten infolge falscher Einstellungen oder eines Defekts der Federung oder des Dämpfers (Bild 225). Konsultiert man Handbücher zur Montage und Wartung von Federungen, dann stösst man auf lange Listen möglicher Defekte ([Brady 1989], [CCMTA 2000]). Tabelle 14 zeigt einen Auszug aus einer Inspektions-Checkliste für Aufhängungen von Anhängern und Sattel-Anhängern. Neben Defekten unmittelbar an der Federung werden in der Checkliste Befestigungselemente und Gummipolster behandelt.

a) Buchsen	- fehlend, locker, beschädigt, ausgeleiert, abgenützt
b) Zapfen	- fehlend, gebrochen, angerissen, locker, abgenützt, geschweisst
c) Leitungen	- fehlend, angerissen, gequetscht, leck, funktions-untüchtig, eingeschränkt, unzuverlässig montiert
d) Luftbälge	- fehlend, aufgeschlitzt, gequetscht, offensichtlich leck

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aufbau / Rahmen liegt auf einer oder mehreren Achsen nicht auf oder ist schief</li> <li>- unzuverlässig montiert</li> <li>- Risse im Balg bis aufs Nylongewebe</li> </ul>
e) Auflage Luftbalg	- fehlend, gebrochen, angerissen, stark korrodiert, mangelhafter Ersatz
f) Radialstäbe /-streben	- fehlend, locker, angerissen, verbogen, gebrochen, notfallmässig geschweisst
g) Horizontaler Balken	- angebrochen, gebrochen, stellenweise durchgerostet, übermässige Korrosion
h) Druckschutzventil	- Ventil öffnet bevor der Druck im Bremssystembehälter 450 kPa erreicht
i) Höhe der Federung	- eine oder mehrere Aufhängungen sind deutlich zu tief
j) Höhenregulierventil	- nicht betriebsfähig, nur eine vorhanden und diese falsch montiert

Tabelle 14: Auszug einer Inspektions-Checkliste für Lastwagen-Aufhängungen [CCMTA 2000]

### 11.4.8 Modellierung von Blattfederungen

Blattfederungen sind wesentlich schwieriger zu modellieren als Luftfederungen, da sie ein verhältnismässig kompliziertes, ausgeprägt nicht-lineares Verhalten aufweisen. Das heisst, bei anfänglicher Belastung verhalten sie sich relativ steif, bis bei Erreichen der Reibkraft  $F_R$  die Haftreibung zwischen den Lamellen überschritten ist (Bild 226). Bei weiter monoton steigender Belastung sinkt die Steifigkeit stark ab und die Kraft-Verschiebungs-Kurve bleibt weitgehend linear. Sobald es zur Umkehr der Belastung kommt, wird die Haftreibung wieder aktiviert und die Steifigkeit steigt sprunghaft an, bis ca. der Absolutbetrag der doppelten Reibkraft erreicht wird. In den Phasen, in welchen die Reibkraft wirkt, spricht man auch von „blockierter“ Federung, um auszudrücken dass die Relativverschiebungen zwischen den Lamellen infolge der Haftreibung blockiert sind.

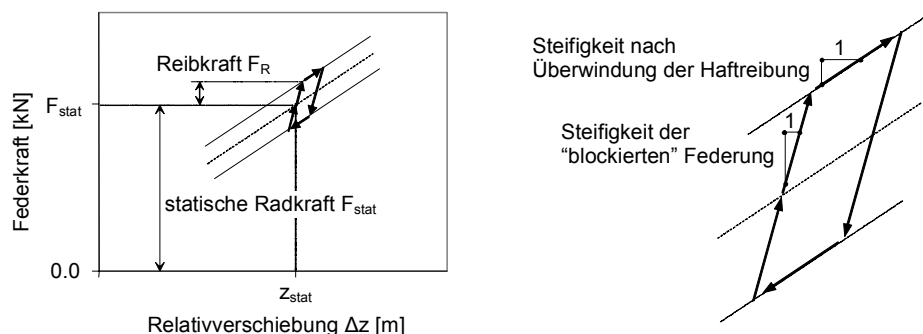


Bild 226: Kraft-Verschiebungs-Verhalten bei Blattfederungen

In Wirklichkeit erfolgt der Übergang von der Haft- zur Gleitreibung zwischen den Lamellen fließend, wie aus Bild 227 ersichtlich wird. Im Anschluss an eine ausgedehnte Messkampagne an Blattfederungen schlugen [Fancher et al. 1980] eine analytische Beziehung vor, welche dieses Verhalten sehr gut abbildet:

$$F_i = F_{env_i} + (F_{i-1} - F_{env_i}) e^{-|\delta_i - \delta_{i-1}| / \beta}$$

mit  $F_i / \delta_i$  = aktuelle Federkraft / Federweg in der Aufhängung,  $F_{i-1} / \delta_{i-1}$  = Kraft / Weg im vorhergehenden Inkrement,  $F_{env}$  = Kraft gemäss oberer (Belastung) / unterer (Entlastung) Begrenzungskurve,  $\beta$  = Verfallsquotient

Der wesentliche Unterschied zum bilinearen Modell gemäss Bild 226 besteht im Verfallsquotienten  $\beta$ , welcher die Steifigkeit im „blockierten“ Zustand und den fließenden Übergang von der Haft- zur Gleitreibung definiert.



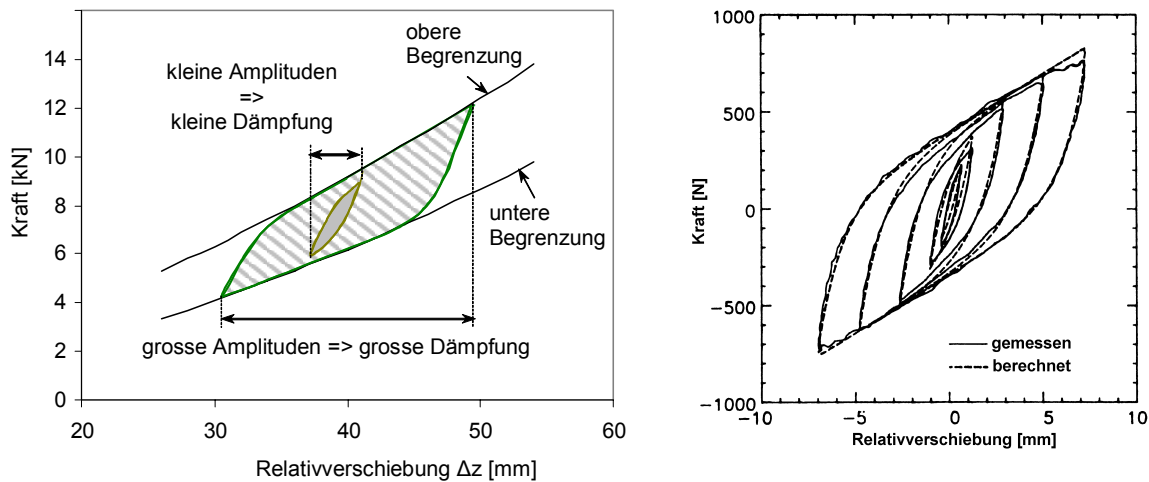


Bild 227: Abbildung des Verhaltens von Blattfedern mittels des Modells von [Fancher et al. 1980] (nach [Cebon 1999])

Gemäss dieser Beziehung ist das Verhalten der Federung unabhängig von der Frequenz und demnach auch unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. Diese Erkenntnis von [Fancher et al. 1980] wurde von Cebon im Rahmen von dessen Doktorarbeit bestätigt [Cebon 1985]. Als obere und untere Begrenzungskurven genügen meist Geraden, bei grösseren Relativverschiebungen können auch Polynome zweiten Grades verwendet werden.

**11.4.9 Mögliche Fahrzeugmodelle**

In zahlreichen, vor allem frühen Untersuchungen wurde die Wirkung eines Fahrzeugs auf eine Brücke in Form einer **konstanten Kraft** oder **konstanten Masse** berücksichtigt (Bild 228). Dieses extrem einfache Modell wurde herangezogen, um die Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung anhand der Differentialgleichung für den Fall „Fahrzeug bewegt sich mit konstanter Geschwindigkeit über eine Brücke“ aufzustellen und anhand von Integraltransformationen zu lösen (siehe [Fryba 1999]). Auch bei der Repräsentation der Brücke musste man dabei auf sehr einfache Modelle (einfacher Balken mit konstanter Biegesteifigkeit) zurückgreifen. In neueren Arbeiten wurde statt einer konstanten eine **variable Kraft** eingesetzt, entweder durch Kombination einer konstanten mit einer sinusförmigen Kraft, oder durch die Belastung des Brückenmodells mit einem gemessenen Radkraftverlauf ([Chan 1990], [Martin et al. 2000]).

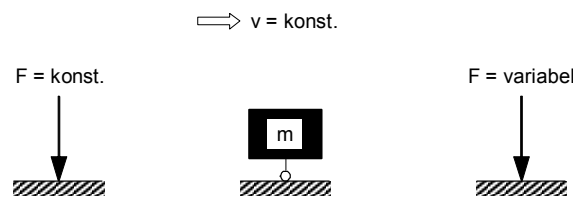


Bild 228: Modellierung eines Fahrzeugs als konstante Kraft oder Masse oder als variable Kraft

Die extrem einfachen Modelle „konstante Kraft / Masse“ eignen sich nicht um die Wirkung eines Fahrzeugs im elastischen Bereich auch nur qualitativ richtig zu erfassen. Deren Verwendung ist daher nur bei Arbeiten vor ca. 1960 verständlich, als noch keine leistungsfähigen Rechner für die numerische Analyse zur Verfügung standen. Das Modell „variable Kraft“ eignet sich, um die Anregung einer Brücke durch eine bewegte, variable Kraft zu erfassen, jedoch nicht um die entscheidenden Wechselwirkungsphänomene abzubilden. Für die Simulation der Fahrt eines leichten Fahrzeugs über eine Brücke kurzer Spannweite ist dieses dennoch geeignet.

Das einfachste Modell, welches geeignet ist ein Fahrzeug als schwingendes System abzubilden, ist der **Einmassenschwinger**. Das Modell lässt sich als Aufbaumasse interpretieren, welche auf den Aufhängungen (und Reifen) schwingt. Im einfachsten wird lineares Feder- / Dämpfungsverhalten

vorausgesetzt, aber genauso gut kann nicht-lineares Verhalten berücksichtigt werden. Das Modell kann beispielsweise dafür gebraucht werden, um die entscheidenden Phänomene bei der Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung zu erfassen. Nicht geeignet ist das Modell jedoch, um die Anregung eines Fahrzeugs durch Fahrbahnunebenheiten sowie die dynamischen Radkräfte genau zu erfassen. Ein Fahrzeug hat mindestens zwei Achsen, und der Achsabstand spielt vor allem bei der Anregung von Nickschwingungen eine wesentliche Rolle.

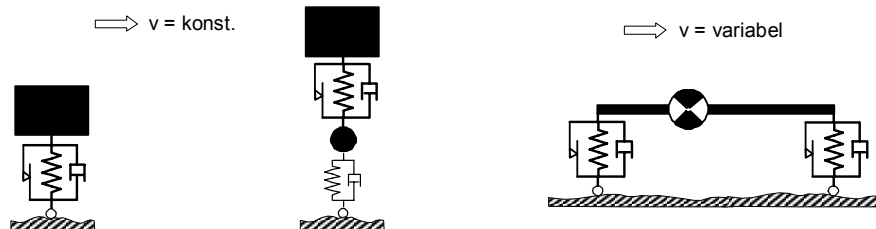


Bild 229: Modellierung eines Fahrzeugs als Ein- oder Zweimassenschwinger

Um die Radkraftschwankungen besser zu erfassen, eignet sich das Modell des **Zweimassenschwingers** (Bild 229 Mitte). Mit diesem lassen sich die Schwingungen der Aufbau- und Achsmassen zweckmässig abbilden. Im Zusammenhang mit der Fahrzeug-Brücke Wechselwirkung haben die Achsschwingungen normalerweise keinen nennenswerten Einfluss auf die Schwingungen der Brückenträger. Eine Ausnahme bilden kurze Brücken mit ausgeprägten Fahrbahnunebenheiten, bei denen die Fahrt aufeinander folgender Achsen bei gewissen Geschwindigkeiten zu periodischer Anregung infolge der starken Reaktion der Achsmassen führt.

Ein anderes Modell mit ebenfalls zwei Freiheitsgraden ist das **stark vereinfachte Fahrzeugmodell** gemäss Bild 229 rechts. Es besteht aus einem zweidimensionalen Starrkörper, der sich sowohl vertikal verschieben als auch um den Schwerpunkt drehen kann, sowie aus zwei Verformungselementen für die Vorder- und Hinterachse. Dadurch können nicht nur die Anregung zu Nickschwingungen abgebildet werden, auch die Gewichtsverlagerung von der Vorder- zur Hinterachse bei Bremsung kann erfasst werden.

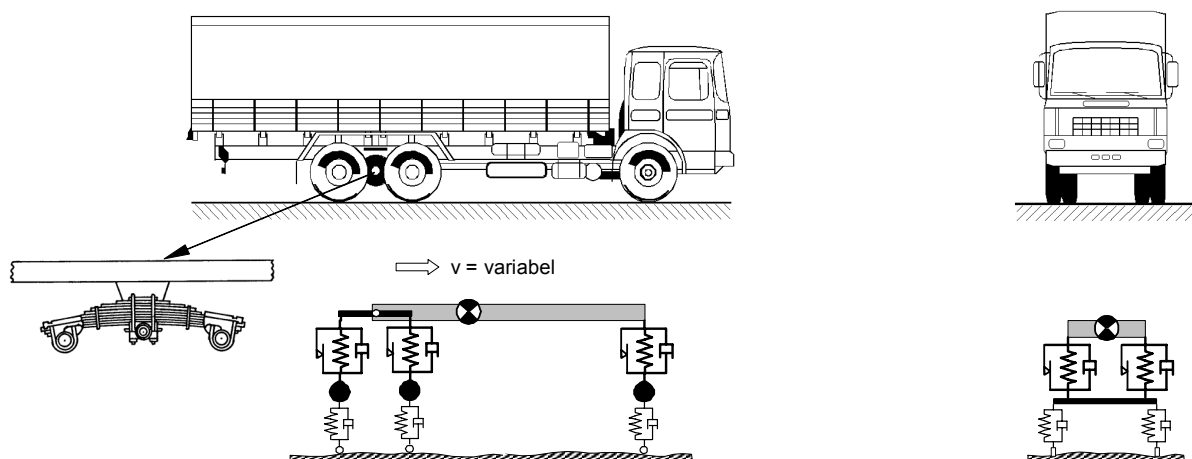


Bild 230: Beispiel eines detaillierten Fahrzeugmodells (nach [Broquet 1999])

Im Hinblick auf die Simulation der dynamischen Radkräfte kommt das Modell gemäss Bild 230 einem wirklichen Fahrzeug bereits sehr nahe [Cebon 1999]. Es handelt sich um ein **einfaches Fahrzeugmodell** für ein 3-achsiges Einzelfahrzeug mit einer bestimmten Tandem-Achskonstruktion. Bei einer Modellierung in zwei Dimensionen können die Achsmassen als Punktmassen abgebildet werden, welche sich vertikal bewegen. Den Aufbau bildet in diesem Fall eine stabförmige Masse, die neben Hubbewegungen auch Nickbewegungen ausführen kann. Zusätzlich ist noch der Waagebalken zu modellieren welcher um den Drehpunkt rotiert. Somit weist das zweidimensionale Modell

6 Freiheitsgrade auf. Für dessen rechnerische Analyse müssen mindestens 17 Kennzahlen definiert werden:

- Geometrie (3): Abstand zwischen Vorder- und Hinterachse sowie zwischen den Tandemachsen; Lage des Schwerpunktes in Längsrichtung
- Masse (5): Masse und Trägheitsmoment des Aufbaus, die drei Achsmassen und das Trägheitsmoment des Waagebalkens
- Verformungsverhalten (mind. 9): Eigenschaften der Waagebalkenaufhängung, der Federungen für die Vorderachse und Steifigkeit und Dämpfung der Reifen.

Bei Bedarf kann das Modell auf drei Dimensionen erweitert werden. Der Aufbau kann in dem Fall auch Wankbewegungen ausführen, und auf der Ebene der Achsen verdoppeln sich die Freiheitsgrade, wodurch insgesamt 11 Freiheitsgrade resultieren. Für die Beschreibung des dreidimensionalen Modells sind mindestens 25 Parameter erforderlich. Zu beachten bei der Formulierung der kinematischen Relationen ist, dass die Schwerpunkte der Massen nicht immer die Rotationszentren darstellen, im Speziellen nicht bei der Wankbewegung des Aufbaus.

## 11.5 Spektrum der Fahrzeugkennwerte

### 11.5.1 Grundlagen

Die Berechnung der Fahrzeugreaktionen erfordert es, Annahmen zu den Fahrzeugkennwerten zu treffen. Dabei interessieren nicht nur gebräuchliche Werte, sondern das ganze Spektrum eines Kennwertes, um auch die Wirkung ungünstiger Konfigurationen abschätzen zu können. Im Vergleich zur statischen Wirkung des Verkehrs (Achslasten und Achsabstände), welche sich verhältnismässig einfach durch Wiegen während Fahrt erfassen lässt, ist die Messung der Kennwerte, welche für dynamische Analysen erforderlich sind, wesentlich aufwendiger. In der Fachliteratur finden sich daher verhältnismässig wenige Angaben zu den Kennwerten, welche in diesem Zusammenhang relevant sind.

Die wichtigste Referenz für diese Arbeit sind die Veröffentlichungen der ‚Transportation Research Group‘ der Universität Cambridge in Grossbritannien, welche sich unter der Leitung von David Cebon mit Fahrzeugdynamik und der Beanspruchung von Strassen und Brücken durch dynamische Radlasten auseinandersetzt. In den USA wurde 1979 am ‚Transportation Research Institute‘ der Universität von Michigan ein Prüfstand für die Erfassung der relevanten Fahrzeugkennwerte gebaut [Winkler et al. 1980]. Über die dort erfassten Daten gibt [Fancher et al. 1997] einige Informationen. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich die nordamerikanischen Nutzfahrzeuge wegen anderer gesetzlicher Regelungen von den europäischen unterscheiden. Im deutschen Sprachraum finden sich in der Doktorarbeit von Stefan Drosner [Drosner 1989] sehr gute Informationen. Zur Bestimmung von Aufhängungs- und Reifenkennlinien hat Reto Cantieni [Cantieni 1988] einige Messungen durchgeführt. Ansonsten werden in der Regel mehr oder weniger gute Annahmen getroffen.

Die wichtigsten Einflussfaktoren für Radlastschwankungen sind:

- Fahrzeugtyp (Einzelfahrzeug oder zusammengesetztes Fahrzeug, Anzahl und Konfiguration der Achsen)
- Fahrzeuggeometrie (Achsabstände, Spurbreite)
- Massenverteilung (Lage der Schwerpunkte der einzelnen Starrkörper, Massen und Trägheitsmomente)
- Verhalten der Aufhängungen (Steifigkeit und Dämpfung oder Kraft-Verschiebungskennlinie)
- Verhalten der Reifen (Steifigkeit und Dämpfung)

### 11.5.2 Kennwerte für Aufbaumassen und Massenverteilung

Die Masse des Aufbaus sowie deren Verteilung haben einen grossen Einfluss auf das Fahrzeugverhalten. Zuallererst bestimmt die Aufbaumasse die statische Wirkung des Fahrzeugs, d.h. die Achslasten. Bezüglich des dynamischen Fahrzeugverhaltens wirkt sie sich auf die Frequenzen der Aufbau-Eigenschwingungen aus. Je grösser die Masse, desto tiefer die Eigenfrequenz. Je konzentrierter die Aufbaumasse ist, desto geringer ist das Trägheitsmoment und desto höher ist die Frequenz der Nick-Eigenschwingung.

Gemäss [Drosner 1989] beträgt das Gewichtsverhältnis zwischen voll beladenen und unbeladenen Lastwagen ca. 1.5 bis 2.0, bei Anhängern und Aufliegern (Sattelanhängern) bis zu 2.8. Achslastmessungen zeigen, dass in seltenen Fällen mit deutlich überladenen Fahrzeugen bzw. mit einer sehr ungleichmässigen Gewichtsverteilung auf die Achsen zu rechnen ist.

Bei der Bestimmung der Trägheitsmomente für Nick- und Wankschwingungen sind die kinematischen Zusammenhänge zu beachten. Die Rotation erfolgt nämlich nicht um den Schwerpunkt, aber auch nicht unbedingt um einen Punkt auf der Höhe der Fahrbahn, wie vielfach falsch angenommen wird. Die Höhe des Punktes ist vielmehr abhängig von der Achskonstruktion, wie in [Cole et al. 1996] gezeigt wird. Weiters sind die Aufhängungen normalerweise nicht so weit aussen wie die Räder angeordnet. Deren Abstand von der Längsachse des Fahrzeugs ist geringer, was deren Wirkung zur Aufnahme von Wankbewegungen schwächt.

Höhe des Aufbau-Schwerpunktes über der Fahrbahn	
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	2 m
Rotationszentrum für Wankschwingungen (Höhe über der Fahrbahn)	
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	0.6 m bei starrer Achse 0.1 m bei getrennter Aufhängung
Abstand zwischen den Aufhängungen	
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	2·0.5 m (Zwillingsreifen, durchgehende, starre Achse), 2·0.6 m (Breitreifen, durchgehende, starre Achse)

Tabelle 15: Kennwerte für die Geometrie der Aufbaumasse

### 11.5.3 Kennwerte für das Aufhängungsverhalten

Die Aufhängungen bestimmen in erster Linie Eigenfrequenzen und Dämpfung der Aufbauschwingungen, aber auch die Schwingungen der Achsmassen werden deutlich beeinflusst. Je härter eine Federung ist, desto weniger verformt sie sich aber desto höhere Kräfte resultieren auch bei der Fahrt über Fahrbahnebenheiten. Sehr harte Federungen trifft man vor allem bei Fahrzeugen welche auf unbefestigten Strassen verkehren. Für den Fernverkehr auf den europäischen Autobahnen genügen weichere Federungen, welche schonender für Strasse und Ladung sind.

Bei **Luftfederungen** nehmen die Eigenfrequenzen von Aufbau- und Achsschwingungen mit zunehmender Steifigkeit zu, sind im Übrigen jedoch von der Verformung der Federung weitgehend unabhängig. Die Dämpfung hat bei niederfrequenten Schwingungen (1 bis 5 Hz) nur einen geringen unmittelbaren Einfluss auf die Kraft in der Aufhängung. Sie verhindert jedoch, dass es bei periodischer Anregung zu einer zu starken Vergrösserung der Schwingungen kommt. Anders sieht es bei hochfrequenten Schwingungen aus, bei denen es infolge der hohen Belastungsgeschwindigkeiten zu einer starken unmittelbaren Reaktion der Dämpfer kommt.

Da Luftfederungen mit guter Genauigkeit als lineares Feder-Dämpfer Element modelliert werden können, genügen zwei Kennwerte zur Beschreibung des Verformungsverhaltens: die Federsteifigkeit  $k_{\text{Aufh}}$  und der Dämpfungskoeffizient  $c_{\text{Aufh}}$  als Mass der viskosen Dämpfung. Die Federsteifigkeit  $k_{\text{Aufh}}$  kann aus der Aufbaueigenfrequenz  $f_{\text{Aufbau}}$  abgeleitet werden. Diese lässt sich näherungsweise mit folgender Beziehung ausdrücken:

$$f_{\text{Aufbau}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{\text{Aufh}}}{m_{\text{Aufbau}}}} \Rightarrow k_{\text{Aufh}} = (f_{\text{Aufbau}} \cdot 2\pi)^2 \cdot m_{\text{Aufbau}}$$

Die Dämpfung lässt sich bei Luftfederungen einfach in Form der dimensionslosen Dämpfungsrate  $\zeta_{\text{Aufh}}$  angeben, welche sich über folgende Formel errechnet:

$$\zeta_{\text{Aufh}} = \frac{c_{\text{Aufh}}}{2 \cdot \sqrt{m_{\text{Aufbau}} \cdot k_{\text{Aufh}}}} \quad c_{\text{Aufh}} \text{ [Ns/m]: Dämpfungskoeffizient}$$

Aufgrund der in Bild 222 gezeigten Messungen an Aufhängungen lässt sich die Federsteifigkeit  $k_{\text{Aufh}}$  in erster Näherung schätzen, indem man annimmt dass eine Zunahme der Achskraft von 100 kN eine Relativverschiebung von 100 mm bewirkt:  $k_{\text{Aufh}} = 100 \text{ kN} / 100 \text{ mm} = 1 \text{ MN/m}$ . Ein guter Anhaltspunkt für die Dämpfungsrate ist der Wert  $\zeta_{\text{Aufh}} = 10\%$ , für welchen die Amplituden aufeinander folgender Schwingungen bei freiem Ausschwingen beinahe halbiert werden.

Für die Bandbreite der Aufbaueigenfrequenzen / Federsteifigkeiten und die Dämpfung bei Schwerverfahrzeugen finden sich in der Literatur verschiedene Angaben. Eine präzise Angabe der Federsteifigkeit und Dämpfungsrate eines Fahrzeugs ist mit dem Einzug halb- oder vollautomatisch gesteuerter Luftfederungen schwierig geworden. Mittels elektronischer Regelungen kann bei modernen Fahrzeugen nicht nur das Niveau sondern in Funktion der Fahrsituation auch die Steifigkeit der Federung verändert werden.

Bandbreite der Aufbaueigenfrequenzen	
S. Drosner [Drosner 1989]	0.8 bis 3 Hz
D. Cebon [Drosner 1999]	1.5 .. 4 Hz
Federsteifigkeit der Aufhängung	
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	0.4 MN/m (typischer Wert für Luftfederungen, pro Rad) 1.0 MN/m (Wert für Blattfederung, pro Rad) 0.7 MN/m (Durchschnittswert)
Gupta und Traill-Nash [Gupta et al. 1980]	1970 kN/m
Dämpfung der Aufhängung	
S. Drosner [Drosner 1989]	$\zeta_{\text{Aufh}} = 10 \dots 30\%$
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	$c_{\text{Aufh}} = 20 \text{ kNs/m}$ (Luft- und Blattfederung, pro Rad), d.h. $\zeta_{\text{Aufh}} = 24\%$ für Luftfederung und 15% für Blattfederung, im Mittel 18%
D. Cebon [Cebon 1993]	$c_{\text{Aufh}} = 40 \text{ kNs/m}$ ( $\zeta_{\text{Aufh}} = 15\%$ ) repräsentativer Wert für Einzelachsen
Hardy und Cebon [Hardy et al. 1993]	$c_{\text{Aufh}} = 15 \text{ kNs/m}$ ( $\zeta_{\text{Aufh}} = 11\%$ )

Tabelle 16: Kennwerte für das Verhalten von Luftfederungen

Bei **Blattfederungen** kommt es wegen der diskontinuierlichen Variation der Steifigkeit in Anhängigkeit der Anregungsamplitude zu einer entsprechenden Veränderung der Eigenfrequenzen. Das bedeutet, dass die Eigenfrequenzen bei kleinen Schwingungen grösser sind als bei grossen Schwingungen. Wie bereits in Bild 227 gezeigt, ist auch die Dämpfung bei Blattfederungen stark abhängig vom Federweg, aber im Gegensatz zu Luftfederungen unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit (im Bereich der relevanten Frequenzen von Fahrzeugschwingungen).

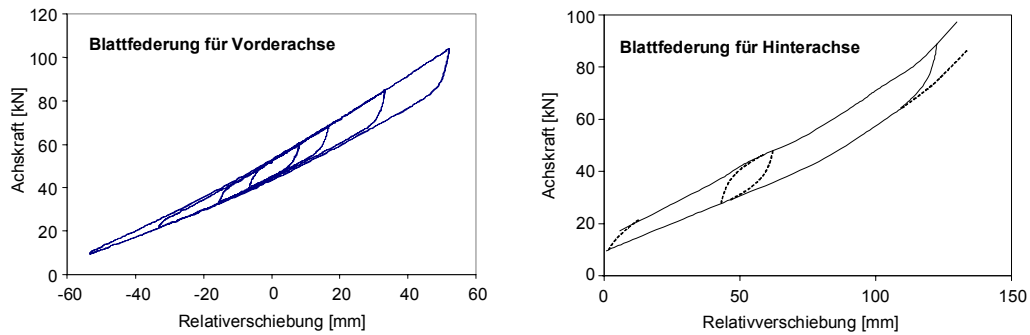


Bild 231: Beispiele für Federkennlinien von Blattfederungen; links: Messung am Versuchsfahrzeug für die dynamischen Lastversuche an den Schweizer Brücken im Rahmen von OECD DIVINE (Messungen freundlicherweise zur Verfügung gestellt durch das NRC, Kanada); rechts: Messungen an Blattfederungen nach [Cantieni 1988]

In der Literatur finden sich spärliche Angaben zur Reibkraft  $F_R$  gemäss Bild 226, wobei das entsprechende Modell auch nur selten eingesetzt wurde. In den letzten zehn Jahren wurde bei detaillierten Simulationen das Modell von [Fancher et al. 1980] verwendet. Die Wahl der Parameter erfolgte meist direkt abgestützt auf die Versuche durch das 'Transportation Research Institute' der Universität von Michigan. Für die Simulation des Verhaltens von Blattfederungen sind nach dem Modell von Fancher mindestens 6 Parameter zu definieren (lineare Begrenzungskurven), bei Polynomen zweiten Grades für die Begrenzungskurven sogar deren 8. Auf der Grundlage von Messungen können diese Parameter entweder durch Probieren oder über ein geeignetes Schätzverfahren bestimmt werden [Cebon 1986]. Simulationen haben gezeigt, dass das Fancher-Modell bereits mit einigermaßen genau geschätzten Parametern bessere Resultate liefert als das vereinfachte Modell nach Bild 226 für optimierte Parameter [Cebon 1988].

Reibkraft $F_R$	
S. Drosner [Drosner 1989]	5 .. 14% von $F_{stat}$ , abhängig von der Belastung der Aufhängung, d.h. von der Belastung des Fahrzeugs
Gupta und Traill-Nash [Gupta et al. 1980]	15% von $F_{stat}$
Parameter für das Fancher-Modell	
Cebon	lineare Begrenzungskurven mit $k = 60 \text{ kN/m}$ , $\beta = 1.2 \text{ mm}$
T. Boudjelal [Boudjelal 1997]	Vorderachse: $F_{env,sup} [\text{kN}] = 0.2277 \cdot \delta + 1.334$ , $F_{env,inf} = 0.1926 \cdot \delta - 0.448$ , $\delta [\text{mm}]$ , $\beta = 2.0 \text{ mm}$ Hinterachse: $F_{env,sup} [\text{kN}] = 0.0031 \cdot \delta^2 + 0.2793 \cdot \delta$ , $F_{env,inf} = 0.0035 \cdot \delta^2 - 0.1842 \cdot \delta$ , $\beta_{sup} = 0.95 - 0.00062 \cdot \delta$ , $\beta_{inf} = 0.51 \text{ mm}$ Sattelaufleger: $F_{env,sup} [\text{kN}] = 0.0076 \cdot \delta^2 + 0.5257 \cdot \delta + 7$ , $F_{env,inf} = 0.0082 \cdot \delta^2 - 0.7121 \cdot \delta + 15$ , $\beta_{sup} = 0.95 - 0.00062 \cdot \delta$ , $\beta_{inf} = 0.51 \text{ mm}$
C. Broquet [Broquet 1999]	Vorderachse: $F_{env,sup} [\text{kN}] = 0.260 \cdot \delta + 0.91$ , $F_{env,inf} = 0.225 \cdot \delta - 0.25$ , $\delta [\text{mm}]$ , $\beta = 2.0 \text{ mm}$ Hinterachse: $F_{env,sup} [\text{kN}] = 0.001855 \cdot \delta^2 + 0.1552 \cdot \delta$ , $F_{env,inf} = 0.00186 \cdot \delta^2 - 0.08032 \cdot \delta$ , $\beta = 1.5 \text{ mm}$

	Hinterachse (Tandem): $F_{env,sup}$ [kN] = $0.003711 \cdot \delta^2 + 0.31035 \cdot \delta$ , $F_{env,inf}$ = $0.003719 \cdot \delta^2 - 0.1606 \cdot \delta$ , $\beta = 0.5$ mm
--	--

Tabelle 17: Kennzahlen für das Verformungsverhalten von Blattfedern

### 11.5.4 Achsmasse und Reifenverhalten

Die Radkraftvergrößerung wird vor allem bei der Fahrt über ausgeprägte, lokale Fahrbahnunebenheiten von den Achseigenschwingungen geprägt. Die Achseigenschwingungen werden im wesentlichen durch drei Parameter bestimmt: die Achsmasse, die Steifigkeit der Reifen und die der Aufhängung. In gewissen Fällen sind auch die Dämpfungsraten von Reifen und Aufhängung von Bedeutung.

Die Achsmasse setzt sich aus den Massen aller Komponenten zusammen, die fest mit der Achse verbunden sind. Die Gesamtmasse hängt davon ab, ob die Achse gelenkt, angetrieben, gebremst oder nur eine Starrachse ist. In der Regel sind Lastwagenachsen mit einem Differentialgetriebe ausgestattet. Auf alle Fälle steuern die Räder mit Radnabe und Reifen sowie ein Teil der Aufhängung zur Gesamtmasse bei.

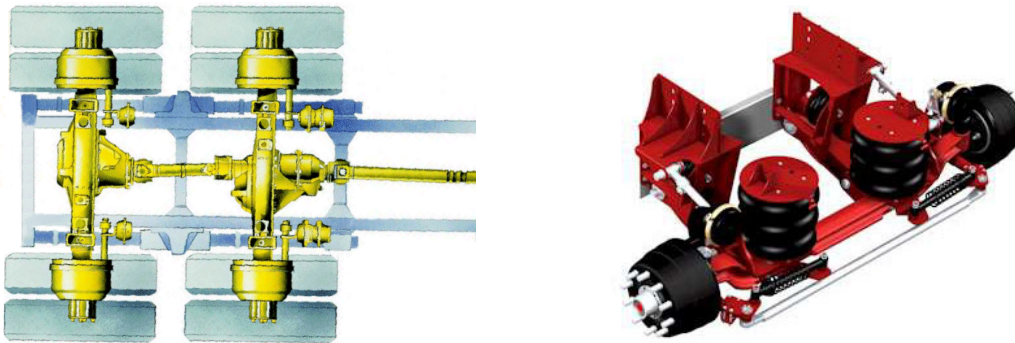


Bild 232: Beispiele von Achskonstruktionen bei Nutzfahrzeugen

Die Federsteifigkeit der Räder ist von der Reifenart, der Reifengrösse und dem Reifeninnendruck abhängig. Für die Steifigkeit findet man Kennwerte entweder direkt, oder in Form des Frequenzbereichs der Achseigenschwingungen.

$$f_{Achse} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{Reifen} + k_{Aufh}}{m_{Achse}}} \Rightarrow k_{Reifen} = (f_{Achse} \cdot 2\pi)^2 \cdot m_{Achse} - k_{Aufh}$$

Die Dämpfungsraten der Reifen hängt einerseits vom Reifentyp und andererseits vom Reifeninnendruck ab (Bild 233). Je höher der Reifeninnendruck, desto steifer ist der Reifen und desto geringer ist die Dämpfungsraten. Die dimensionslose Dämpfungsraten  $\zeta_{Reifen}$  berechnet sich über folgende Beziehung:

$$\zeta_{Reifen} = \frac{c_{Reifen}}{2 \cdot \sqrt{k_{Reifen} \cdot m_{Reifen}}} \quad c_{Reifen} \text{ [Ns/m]: Dämpfungskoeffizient}$$

Schwere Lastwagenachsen verfügen meistens über Zwillingsreifen, welche die Last auf eine grössere Aufstandsfläche verteilen als Einzelreifen. Seit einigen Jahren werden auch sogenannte Breitreifen eingesetzt, da diese ein geringeres Gewicht und einen niedrigeren Rollwiderstand aufweisen. Dadurch kann der Treibstoffverbrauch reduziert und die Nutzlast erhöht werden. In Bezug auf die dynamischen Eigenschaften kann davon ausgegangen werden, dass bei Breitreifen Achsmasse, Steifigkeit und Dämpfung geringer sind. Der Reifeninnendruck ist höher als bei normalen Einzelreifen, da sie eine grössere Last übernehmen, die Steifigkeit ist jedoch geringer als die doppelte Steifigkeit eines normalen Einzelreifens mit geringerem Innendruck.

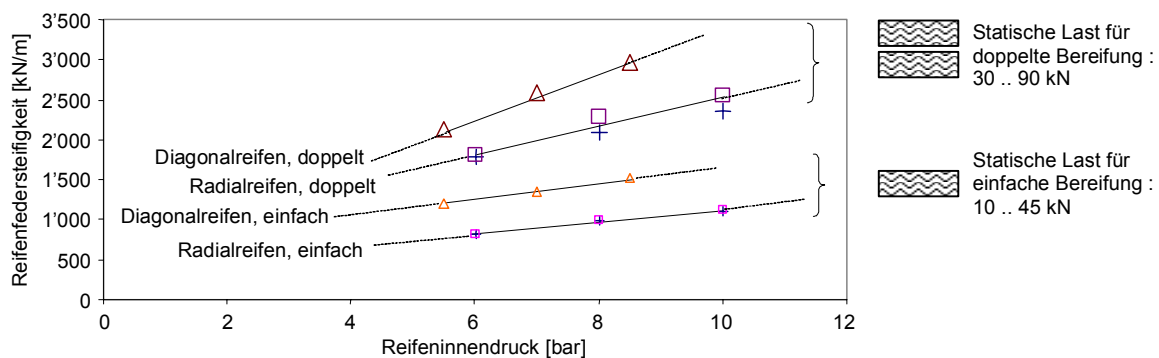


Bild 233: Federsteifigkeit von Reifen in Abhängigkeit des Aufbaus und des Reifeninnendrucks, Messungen gemäss [Cantieni 1988]

Für ein dreidimensionales Fahrzeugmodell ist neben Achsmasse, Reifensteifigkeit und -dämpfung auch der Abstand zwischen den Reifen zu definieren. Bei Angaben aus der Fachliteratur ist zu beachten, dass in den USA breitere Fahrzeuge zugelassen sind (2.5 m) als im Grossteil Europas (2.4 m).

Achsmasse $m_{\text{Achse}}$	
S. Drosner [Drosner 1989]	Vorderachse: 800 kg Hinterachse: 1'200 kg
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	Zwillingsreifen: 800 kg Breitreifen: 700 kg typische schwere Achse: 1'000 kg
Hardy und Cebon [Hardy et al. 1993]	1100 kg
Hwang und Nowak [Hwang et al. 1989] gemäss Fancher und Ervin [Fancher et al. 1986]	Vorderachse: 540 kg Antriebsachse: 1'134 kg Nachlaufachse: 680 kg
Federsteifigkeit von Reifen $k_{\text{Reifen}}$ / Eigenfrequenz der Achsschwingungen $f_{\text{Achse}}$	
S. Drosner [Drosner 1989]	$k_{\text{Reifen}} = 800 \dots 1'500 \text{ kN/m}$
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	Zwillingsreifen: 2'000 kN/m (normaler Reifendruck Zwillingsreifen: 1'500 kN/m (schwacher Reifendruck), Breitreifen: 1'300 kN/m
Hardy und Cebon [Hardy et al. 1993] sowie Hwang und Nowak [Hwang et al. 1989] gemäss Fancher und Ervin [Fancher et al. 1986]	1'750 kN/m
Gupta und Traill-Nash [Gupta et al. 1980]	1'750 kN/m, d.h. 3'500 kN/m für Zwillings- reifen
S. Drosner [Drosner 1989]	$f_{\text{Achse}} = 8 \dots 15 \text{ Hz}$
D. Cebon [Cebon 1999]	$f_{\text{Achse}} = 8(10) \dots 15 \text{ Hz}$
Dämpfung von Reifen	
S. Drosner [Drosner 1989]	$\zeta_{\text{Reifen}} = 0 \dots 8\%$ (repräsentativer Wert 2%)
D. Cebon [Cebon 1993]	$c_{\text{Reifen}} = 1.75 \text{ kNs/m}$ ( $\zeta_{\text{Reifen}} = 3.2\%$ ) reprä- sentativer Wert für Einzelachse
Hardy und Cebon [Hardy et al. 1993]	$c_{\text{Reifen}} = 2 \text{ kNs/m}$ ( $\zeta_{\text{Reifen}} = 3.2\%$ )



Abstand zwischen linken und rechten Reifen (Mitte Aufstandsfläche)	
Cole und Cebon [Cole et al. 1996]	Zwillingsreifen: 2·0.910 m Breitreifen: 2·1.023 m

Tabelle 18: Kennzahlen für die Achsmasse und das Verformungsverhalten von Reifen

## 11.6 Simulation des Fahrzeugverhaltens

### 11.6.1 Anwendungsbereich und Ziele

Bei der Entwicklung eines Modells muss immer im Auge behalten werden, was mit der Analyse des Modells erreicht werden kann und soll, das heisst der Anwendungsbereich und die Ziele. Zum Beispiel kann auch mit dem relativ detaillierten Fahrzeugmodell gemäss Bild 230 die Beanspruchung des Fahrzeugs infolge Bremsung nicht erfasst werden, da das Verformungsverhalten für die Übertragung horizontaler Kräfte nicht definiert ist. Wenn das Ziel die Simulation der dynamischen Radkräfte infolge von Fahrbahnunebenheiten ist, dann macht es keinen Sinn ein kompliziertes, dreidimensionales Modell zu definieren, da Wankschwingungen in der Regel vernachlässigbar sind bzw. in den seltensten Fällen entsprechende Daten für die Fahrbahnunebenheiten zur Verfügung stehen.

Gillespie und Sayers fassen die Vor- und Nachteile von Simulationen gut zusammen [Gillespie et al. 1999]. Als Vorteile nennen sie:

- Absolute Kontrolle der Fahrzeug-Kennzahlen
- Präzise Reproduzierbarkeit der Versuche
- Simulation von Manövern, deren Durchführung in Wirklichkeit gefährlich wäre
- Simulation von Szenarien, welche in Wirklichkeit physikalisch unmöglich wären
- Einfache Variation aller Kennzahlen
- Untersuchung von Szenarien mit sehr geringen Unterschieden in den Resultaten

Diesen Vorteilen stehen folgende Nachteile gegenüber:

- Schwierigkeiten bei der Bestimmung der erforderlichen Kennzahlen, nicht zuletzt wegen deren grossen Zahl für genaue Modelle
- Schwierigkeit das absolute Verhalten präzise vorherzusagen
- Schwierigkeiten in der Interpretation der erhaltenen Ergebnisse
- Die künstliche Simulation verleiht dem Entwickler nicht das gleiche „Gefühl“ für das untersuchte Fahrzeug wie richtige Versuche.

Gillespie und Sayers folgern daraus unter anderem, dass eine erfolgreiche Durchführung von Simulationen dasselbe Wissen voraussetzt, über welches die Entwickler des wirklichen Fahrzeugs verfügen. Dies bestätigt die Folgerung aus der Literaturrecherche, dass sehr viele Untersuchungen zur dynamischen Belastung von Strassenbrücken keine befriedigenden Antworten gebracht haben, da die Forscher zu wenig mit der eigentlichen Fragestellung im Brückenbau vertraut waren.

Im Rahmen dieser Arbeit werden in der Regel so einfache Modelle wie möglich eingesetzt, da sich komplizierte Modelle vielfach als zu wenig zielführend erwiesen haben. Parameterstudien an einfachen Modellen vermögen demgegenüber einen sehr guten Einblick in den Einfluss der verschiedenen Parameter zu geben, und die Interpretation erlaubt klare Schlüsse.

### 11.6.2 Mathematische Beschreibung des Modells

Zur mathematischen Beschreibung und Analyse von Mehrkörpersystemen stehen heute schon zahlreiche, ausgereifte Computerprogramme zur Verfügung [Kortüm 1992]. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Mathematikprogramm verwendet, das sich besonders für die algebraische Formulierung von Gleichungen und die Analyse von Matrizen eignet (Maple © Waterloo Maple Inc.). Zur Formulierung der Bewegungsdifferentialgleichungen hat sich ein systematisches Vorgehen bewährt:

7. Definition der Freiheitsgrade
8. Definition der kinematischen Relationen
9. Definition des Verformungsverhaltens
10. Aufstellen der Bewegungsdifferentialgleichungen
11. Ableiten der Matrizen

Das genaue Vorgehen hängt davon ab, ob es um ein lineares oder nichtlineares Modell geht. Zum Aufstellen der Bewegungsdifferentialgleichungen wurden zwei Verfahren verwendet: Zum einen das klassische Aufstellen von Kräftegleichgewichten, und zum anderen das Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Kräftegleichgewichte vermitteln ein besseres Verständnis des mechanischen Verhaltens und liefern bei der Formulierung bezüglich des Schwerpunkts eine diagonale Massenmatrix. Dieses Verfahren ist jedoch speziell bei zusammengesetzten Fahrzeugen relativ schwierig. Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen ist sehr mächtig und zielführend, vermittelt jedoch nicht das gleiche Verständnis der modellierten Kräfte.

### **11.6.3 Verifikation der Resultate und Sensibilitätsanalyse**

Bei der Anwendung mathematischer Modelle ist die Kontrolle unerlässlicher Bestandteil der Entwicklung. Daher lohnt es sich, gewisse Verifikationen direkt in die Entwicklung der Modelle einzubauen. Bei linearen Systemen erfolgt eine erste Kontrolle am besten durch die Überprüfung der Symmetrie der Matrizen. Setzt man elastisches Materialverhalten voraus und vernachlässigt geometrische Nichtlinearitäten, dann muss die Steifigkeitsmatrix eines stabilen Fahrzeugmodells genauso wie bei anderen Tragwerken positiv definit sein (Matrix symmetrisch, Diagonalterme positiv, Eigenwerte positiv). Bei komplizierten Systemen wurden die Datenstrukturen zur Kontrolle über zwei verschiedenen Verfahren hergeleitet und beispielsweise anhand der Eigenfrequenzen verglichen. Diese Kontrollen können jedoch nicht verhindern, dass grundsätzlich das falsche physikalische Modell untersucht wird.

Nicht immer liefert die Analyse eines Modells das Resultat, welches man sich erwartet. Mit etwas Erfahrung können die Resultate von Berechnungen schnell einer Plausibilitätsanalyse unterzogen werden. In den meisten Fällen führt dies zur Aufspürung von Fehlern. Die Fehlersuche ist oft sehr mühsam, verleiht einem aber ein sehr tief greifendes Verständnis des untersuchten Modells. Sehr wichtig für ein Verständnis der physikalischen Zusammenhänge sind Parameterstudien bzw. Sensibilitätsanalysen. Nur deren sorgfältige und unvoreingenommene Analyse führt zur Identifikation der entscheidenden Parameter, wie die eigene Erfahrung im Laufe der Arbeit hat.

## 12 Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Strassenbrücken

### 12.1 Überblick

In diesem Abschnitt werden einige Grundlagen erläutert, welche das Verständnis für das dynamische Verhalten von Brücken erleichtern. Der Schwerpunkt liegt dabei auf den elementaren Phänomenen, und nicht auf der Entwicklung möglichst präziser mechanischer Modelle. Gerade im Hinblick auf die Untersuchung des Verhaltens auf Bruchniveau ist es wichtig, das Wesen von Schwingungen als Austausch zwischen potentieller und kinetischer Energie zu verstehen.

Schwingungen von Brücken haben mit dem Einsturz der Tacoma-Narrows Brücke im Jahr 1940 grosse Bekanntheit erlangt. Selten wird jedoch vertieft darauf eingegangen, wann Schwingungen effektiv relevant für die Tragsicherheit von Brücken werden. Anhand historischer Beispiele wird gezeigt, dass deren Bedeutung nicht überschätzt werden sollte, da sie in der Regel zuerst ein Gebrauchstauglichkeitsproblem darstellen und nur bei extrem schlanken Hänge-, Schrägseil- und Fussgängerbrücken deutlich in Erscheinung treten.

Im Gegensatz zu Fahrzeugen können Brücken nicht direkt als Mehrmassenschwinger erfasst werden, sondern die Massen- und Steifigkeitsverteilung muss berücksichtigt werden. Die Antwort wird geprägt durch die Eigenschwingungsformen des Tragwerks, deren Abhängigkeit von Variationen der Massen- und Steifigkeitsverteilung dargestellt wird. Wegen deren Bedeutung für die Abtragung der Verkehrslasten wird zudem spezifisch auf das dynamische Verhalten von Fahrbahnplatten eingegangen.

Entscheidend für die dynamische Antwort eines Tragwerks sind wie bei statischen Berechnungen die Einwirkungen. Von speziellem Interesse sind in der Dynamik periodische Anregungen, sowie stossförmige Anregungen. Gerade im Hinblick auf die Belastung durch Fahrzeuge ist es wichtig, die Abhängigkeit der Antwort vom Angriffspunkt der Last zu berücksichtigen. Auf den Zusammenhang zwischen der Laststellung, der Anregungsfrequenz und der Antwort des Tragwerks wird im Abschnitt zur Wechselwirkung auf Gebrauchsniveau (Abschnitt 4) noch näher eingegangen.

Im Hinblick auf die Modellierung wird kurz gezeigt, wie sich ein Tragwerk mittels der Modalanalyse in seine einzelnen Eigenformen zerlegen lässt. Dies ermöglicht es, die elementaren dynamischen Eigenheiten einer Brücke durch das Modell des Einmassenschwingers zu erfassen. Der Zusammenhang zwischen dem Aufbau einer Brücke und der Bedeutung der einzelnen Elemente für das dynamische Verhalten wird erläutert und typische Werte für Grundfrequenz und Dämpfungsrate von Brücken werden aufgeführt.

### 12.2 Zum Wesen von Schwingungen und deren Bedeutung für Tragwerke

Brücken sind aufgrund deren elastischen Verhaltens zu Schwingungen fähig. Diese treten besonders bei schlanken Tragelementen mit geringer Dämpfung wahrnehmbar in Erscheinung, wenn diese durch variable Einwirkungen angeregt werden. Zur Schwingung kommt es, wenn sich das Tragwerk infolge einer Kraft oder aufgebrachtten Verschiebung verformt, und die gespeicherte Formänderungsarbeit (potentielle Energie) bei Veränderung der Einwirkung in Bewegungsenergie (kinetische Energie) umgewandelt wird. Schwingungen sind somit im Grunde genommen Energieaustauschphänomene. Die drei elementarsten Bedingungen für deren Auftreten sind (1) elastisches Materialverhalten, (2) die Anregung durch zeitlich variable Kräfte und (3) geringe Dämpfung.

Schwingungen von elastischen Systemen können genauso wenig verhindert werden wie deren Verformungen. Bei Tragwerken sind übermässige Schwingungen jedoch ebenso unerwünscht wie grosse Verformungen. Zum einen können sie die Gebrauchstauglichkeit einschränken, wie bei Fabrikationshallen mit Präzisionsmaschinen, zum anderen können Schwingungen die Beanspruchungen

des Tragwerks erhöhen und damit die Tragsicherheit gefährden. Ein typisches Beispiel sind die Schwingungen von Wellen im Maschinenbau, die einerseits zu einer verstärkten Beanspruchung der Lager und andererseits zu Ermüdungsbeanspruchung der Welle führen.

Untersuchungen des dynamischen Verhaltens sind darauf ausgerichtet, Schwingungen auf ein akzeptiertes Mass zu beschränken. Dies geschieht in der Regel, indem die tiefsten Eigenfrequenzen des Systems ermittelt und mit den zu erwartenden Anregungsfrequenzen verglichen werden. Liegen Anregungs- und Eigenfrequenzen sehr nahe beieinander, so besteht die Gefahr der Resonanz, was zu sehr starken Schwingungen führt. Als Massnahme bietet sich in diesem Fall an, durch Veränderung von Masse oder Steifigkeit des Tragwerks die Eigenfrequenzen zu verschieben. Bei der Anregung durch Erdbeben ist das Spektrum der Anregungsfrequenzen sehr weit, weshalb diese Massnahme keine Lösung ist. Zur Sicherstellung der Tragsicherheit wird im Erdbebeningenieurwesen daher entweder ein genügender Widerstand oder eine hohe Dämpfung (durch plastische Verformungen) angestrebt.

Bild 234 zeigt die Antwort eines Einmassenschwingers auf eine harmonische Anregung. Links sieht man die Übertragungsfunktion mit der charakteristischen Resonanzspitze bei der Eigenfrequenz des Schwingers. Für die gewählte Dämpfungsrate von 2% beträgt der maximale Vergrößerungsfaktor 25, das heisst die Auswirkung ist 25-mal grösser als die Einwirkung. Sehr wesentlich ist dabei jedoch, (1) dass starke Vergrößerungen nur in einem sehr engen Frequenzbereich auftreten, und (2) dass eine grosse Zahl von Anregungszyklen erforderlich ist, um die maximale Vergrößerung zu erreichen. Bei einer Dämpfungsrate von 2% beträgt die Vergrößerung nach 10 Perioden 77%, und auch nach 20 Perioden ist die volle Vergrößerung nicht erreicht.

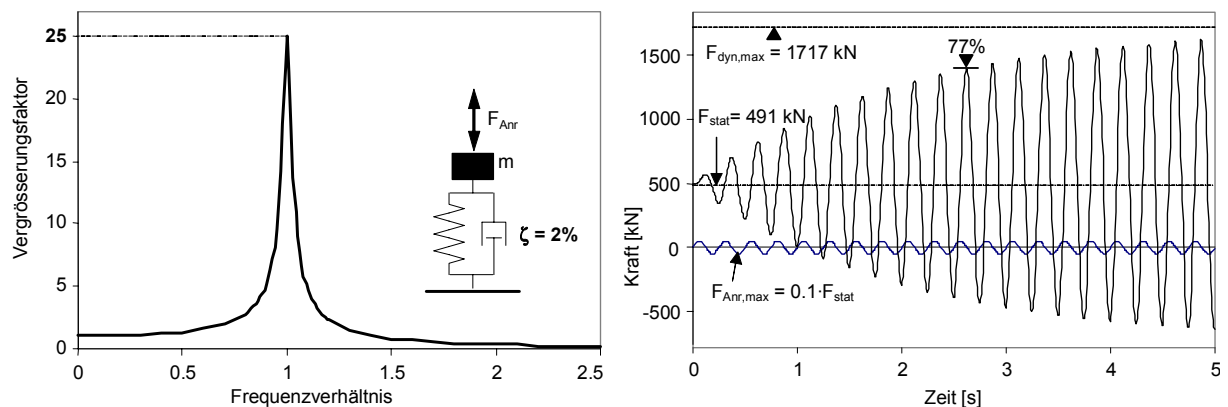


Bild 234: Übertragungsfunktion eines Einmassenschwingers und Verschiebungsverlauf für Resonanzanregung

Ein wichtiger Spezialfall der Anregung durch eine variable Kraft ist der Stoss (Impulsanregung). Stösse führen – soweit sie das Tragwerk nicht zerstören – zur Anregung eines breiten Spektrums von Schwingungen. In der Regel sind die verursachten Schwingungen jedoch irrelevant im Vergleich zur Beanspruchung, welcher das Tragwerk unmittelbar im Augenblick des Stosses ausgesetzt ist. Infolge der enormen Zerstörungskraft von bewegten Körpern trachtet man zumeist danach, Stösse zu vermeiden. Nur in seltenen Fällen, wie bei militärischen Einrichtungen oder Leitschranken, werden Stösse bei der Bemessung des Tragwerks berücksichtigt.

Bei Brücken stellen Schwingungen ein Gebrauchstauglichkeitsproblem dar, bevor sie die Tragsicherheit beeinträchtigen. Eine der seltenen Ausnahmen bilden Kabel von Schrägseilbrücken, bei denen allfällige Schwingungen die Gebrauchstauglichkeit der Brücke wenig beeinträchtigen, aber die Gefahr von Ermüdungsbrüchen in den Kabelverankerungen erhöhen. Vor allem bei Fussgängerbrücken stellen Schwingungen leicht ein Gebrauchstauglichkeitsproblem dar, da bereits sehr geringe Schwingungen beim Menschen ein Gefühl der Unsicherheit erzeugen. Prominente Beispiele von Fussgängerbrücken mit Schwingungsproblemen sind in der jüngeren Zeit die Solferino Brücke in Paris sowie die Millenium-Bridge in London. Auch in der Schweiz wurden bereits Fussgängerbrücken mit Schwingungstilgern ausgerüstet, um übermässigen Schwingungen zu begegnen.

In extrem seltenen Fällen führen Schwingungen zu Tragwerksversagen, nämlich bei starker Anregung durch Wind oder Erdbeben. Ein einziges fatales Versagen einer modernen Strassenbrücke infolge exzessiver Schwingungsanregung durch Windkräfte ist bekannt (Tacoma Narrows Brücke). Auf diesen Fall wird in der Folge noch genauer eingegangen. Seit diesem Vorfall werden alle grossen Hänge- und Schrägseilbrücken aerodynamischen Modellversuchen unterzogen. Erdbeben haben demgegenüber schon zu zahlreichen Brückenversagen geführt, was angesichts der gigantischen Energien, welche bei in Form von Erdbeben freigesetzt werden, nicht erstaunlich ist (siehe Bild 235 rechts: Bildung eines 5 bis 6 m hohen Wasserfalls). Auch bei Erdbeben betreffen Schäden an Brücken viel öfter die Gebrauchstauglichkeit als die Tragsicherheit. Zu den rudimentärsten Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit gehören daher die geeignete Ausbildung von Auflagern und Gelenken.

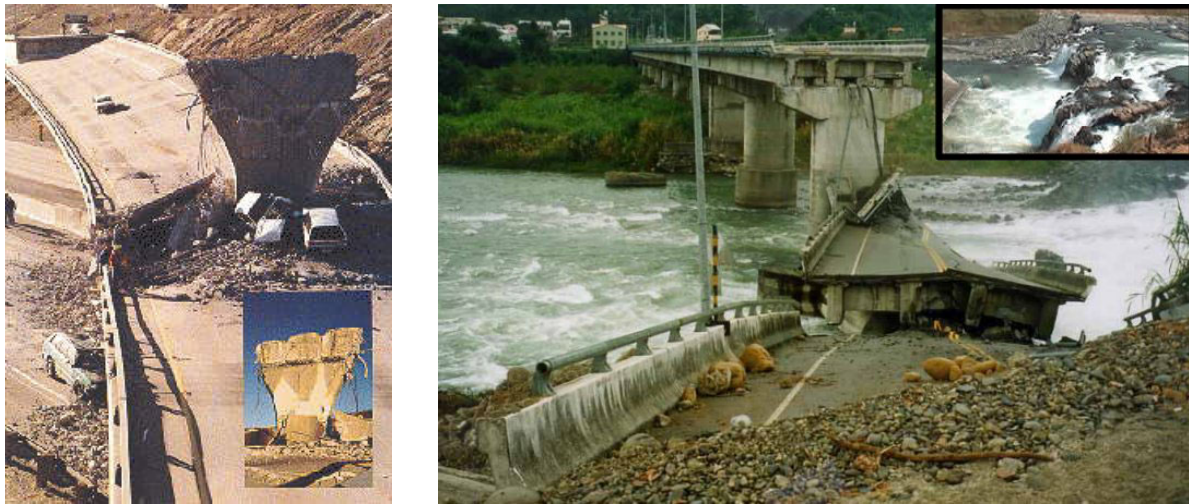


Bild 235: Tragwerksversagen bei Brücken infolge von Erdbeben; links: Northridge Erdbeben 1994, Kalifornien, rechts: Chi-chi Erdbeben 1999, Taiwan (Brückeneinsturz und neuer Wasserfall infolge von Bodenerschiebung)

Bei normalen Strassenbrücken stellen Schwingungen auch im Gebrauchszustand kein Problem für die Nutzung dar. Wie weit deren Berücksichtigung für den Tragsicherheitsnachweis angebracht ist, wird in diesem Bericht noch ausführlich diskutiert.

### 12.3 Historischer Abriss zur Bedeutung von Schwingungen für Brücken

Im Abschnitt zum Stand der Forschung wurde gezeigt, dass sich die Forschung zur dynamischen Belastung von Brücken durch Verkehrslasten bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts zurückverfolgen lässt. Als Auslöser der Untersuchungen durch R. Willis [Annales 1851] wird der Einsturz mehrerer Eisenbahnbrücken genannt. Den Grund für die Tragwerksversagen vermutet R. Willis in der Zusatzbeanspruchung durch Schwingungen. Viel wichtiger als die Untersuchungen zu Schwingungen von Brücken sind jedoch die Studien zur **Ermüdung**, welche in jener Zeit unternommen wurden. Dieses Phänomen war damals noch weitgehend unerforscht und bei der Bemessung der frühen Stahlbrücken entsprechend nicht berücksichtigt worden.

Trotz eingehender Literaturrecherche wurde auch in den folgenden 150 Jahren kein Beispiel einer Brücke gefunden, bei welcher eindeutig Schwingungen infolge von dynamischen Verkehrslasten zum Versagen führten. Zwar hat es auch in der Folge zahlreiche Schäden an Brücken durch Ermüdung gegeben, aber der weitaus überwiegende Teil der Ermüdungsbeanspruchung resultiert aus der statischen Wirkung der Verkehrslasten. Die Schäden traten auch meist an Eisenbahnbrücken auf, bei denen die Nutzlast wesentlich grösser ist (1 Lokomotive ca. 1'000 kN, 1 Lastwagen ca. 400 kN).

Um die Bedeutung von Schwingungen für die Tragsicherheit von Brücken zu unterstreichen, werden in der Regel die Tacoma-Narrows Brücke oder die Brücke von Angers genannt. Analysiert man

relevante Fälle, um herauszufinden was wirklich passiert ist, gelangt man zu einem differenziertem Bild:

**Fussgängerbrücke von Broughton, England (14. April 1831):** Während das 60. Rifle Corps mit schwerem Gepäck über die Hängebrücke marschiert, versagt ein Glied der Tragketten und 40 bis 50 Soldaten fallen ins Wasser. In der Folge wurden vergleichbaren Brücken in Grossbritannien mit dem Hinweis versehen, auf der Brücke nicht im Gleichschritt zu marschieren. Eine Analyse des Vorfalls führt jedoch nicht unbedingt zum Schluss, dass das Versagen der Brücke auf dynamische Effekte zurückgeführt werden kann.

Die Hängebrücke Broughton wurde durch Kapitän S. Brown im Jahr 1829 gebaut und hatte mit knappen zwei Jahren wie zahlreiche andere Brücken dieses Ingenieurs nur eine kurze Nutzungsdauer. Weder Brown noch sein berühmter Kollege Thomas Telford stützten sich bei ihren Bauten auf Berechnungen, welche sie als unnützen Zeitvertreib von Theoretikern betrachteten. Sehr viel Brücken waren zu weich und wurden Opfer von Stürmen (Bild 236). Nicht wenige Konstruktionen stürzten unter der Verkehrslast zusammen. Auch bei der Fussgängerbrücke von Broughton ist die Ursache wohl eher in der statischen Überlastung zu suchen

Die frühe Geschichte der Hängebrücken liest sich wie eine Serie von Desastern, was angesichts des Unwissens in statischer Berechnung und Materialtechnologie nicht erstaunlich ist. Eines der vielen Beispiele ist der Einsturz der ersten Schrägseilbrücke Deutschlands: Am 6. Dezember 1825 versagte die Schrägkettenbrücke in Nienburg an der Saale unter der Überlastung durch eine Menschenmenge, wobei 50 Tote zu beklagen waren. Die Brücke war weniger als ein Jahr zuvor gebaut worden und hatte eine Spannweite von 78 m.

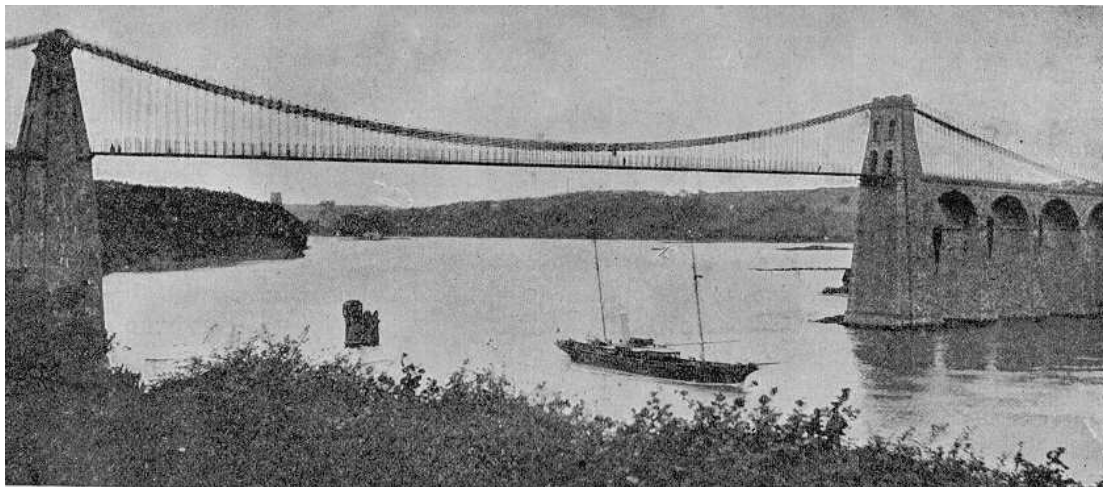


Bild 236: Menai-Brücke, erbaut 1819 - 1826 unter der Leitung von Thomas Telford; die Fahrbahn wird aufgrund deren grosser Schlankheit mehrmals durch Stürme zerstört und schliesslich durch eine steifere Konstruktion ersetzt

**Brücke von Angers, Frankreich (16. April 1850):** Während eines schweren Gewitters überquert ein Batallion Soldaten mit aufgesetzten Bajonetten nachts die 102 m lange Hängebrücke Basse-Chaîne über die Maine worauf hin es zum Einsturz kommt. Von den 478 betroffenen Soldaten kommen 226 in den kalten Fluten um. Ursache des Einsturzes ist der Bruch eines der Trageile an der Einspannstelle im Ankerblock. In einer Untersuchung werden dort Korrosionserscheinungen an der 12 Jahre alten Brücke festgestellt.

Es lässt sich bezweifeln, dass die vielfach verbreitete Meinung, der Einsturz sei primär auf Resonanzanregung durch das im Gleichschritt marschierende Batallion zurückzuführen, berechtigt ist. Menschen reagieren empfindlich auf Schwingungen, welche ein Gefühl der Unsicherheit erzeugen, lange bevor diese die Tragsicherheit beeinträchtigen. Im konkreten Fall kommt hinzu, dass die Brücke eine besonders geringe Steifigkeit aufwies, was bereits bei schwacher Anregung zu starken Schwingungen führt, die jedoch geringe Spannungszuwächse bewirken.

Die erste Generation von Hängebrücken zeichnete sich durch eine besonders geringe Längs-Biegesteifigkeit aus, da die Fahrbahn nur durch die beidseits aufgehängten Querträger getragen wurde; starke, versteifende Längsträger fehlten (Bild 237 links). Dies führte bei der ebenfalls im Jahre 1839 gebauten Strassenbrücke von Roche-Bernard in Morbihan, Frankreich (Hauptspannweite 198 m) zu geringem Widerstand gegen Wind. Die hölzerne Fahrbahnplatte wurde 1852, 1866, 1869, 1870 und 1871 zerstört, was Hängebrücken für Jahrzehnte in Europa stark in Verruf brachte.

Die Ursache des Unglücks ist somit einerseits in einer ungenügenden Bauweise zu suchen, andererseits in der Verringerung der Sicherheitsmarge infolge Korrosion an der Einspannstelle und der kombinierten Einwirkung von hohen Nutzlasten, starken Windkräften und schliesslich allfälligen dynamischen Vergrösserungen.

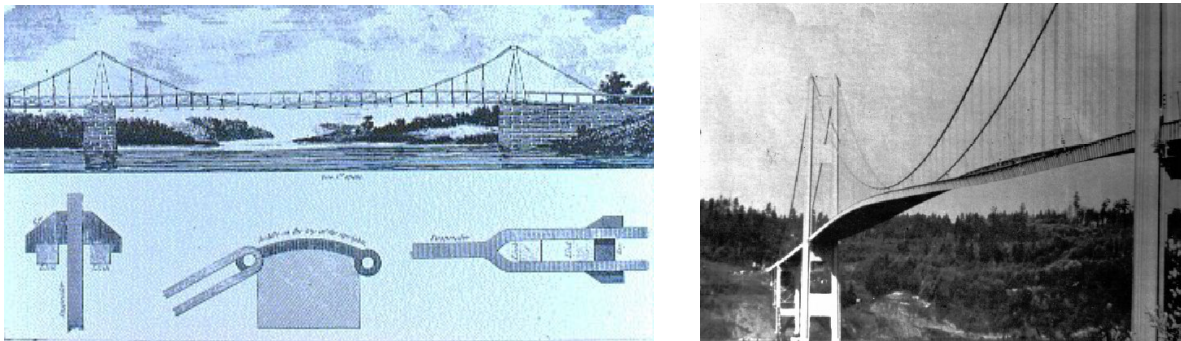


Bild 237: links: Beispiel einer Hängebrücke aus der Mitte des 19. Jahrhunderts; rechts: Verformung der Tacoma-Narrows Brücke infolge von aerodynamischer Instabilität [Smith 1974]

**Tacoma-Narrows Brücke, USA (7. November 1940):** Infolge der Einwirkung durch Wind wird die Tacoma Narrows Hängebrücke zu spektakulären Schwingungen angeregt (Bild 237 rechts) und schliesslich vollständig zerstört. Entgegen der landläufigen Meinung handelte es sich dabei nicht um eine simple Resonanzanregung durch Windböen oder durch die Ablösung von Kármánscher Wirbel, sondern um das Phänomen der aerodynamischen Instabilität. Bei konstanter Windgeschwindigkeit kommt es dabei in der Nähe der ersten Torsions-Eigenschwingungsform zu selbstinduzierter Anregung, welche sich mit zunehmender Verdrehung der Fahrbahnplatte verstärkt. Mechanisch lässt sich dies als freie Schwingung mit einer negativen Dämpfungskonstante simulieren. Die Anfälligkeit der Brücke für diese Erscheinung ist auf die sehr geringe Torsionssteifigkeit des Überbaus zurückzuführen. Die damals gerade überarbeiteten Bemessungsregeln erlaubten die extreme Schlankheit von 1:350, dem dreifachen Wert für vergleichbare Brücken (Golden Gate Brücke), und die Brücke konnte erst Dank der entsprechenden Kostenreduktion um 42 % gegenüber einer traditionellen Bauweise erstellt werden.

Beim Einsturz der Tacoma-Narrows Brücke handelte es sich keineswegs um ein überraschendes Ereignis. Die Brücke war seit der Eröffnung schwingungsanfällig und bekam den Nicknamen „Galloping Gertie“. Bei gewissen Windgeschwindigkeiten schaukelten sich die vertikalen Schwingungen so stark auf, dass der Blick auf die gegenüberliegende Seite der Brücke periodisch verdeckt wurde. Sie wurde dadurch zur grossen Attraktion von Motorradfahrern, welche den Nervenkitzel bei der schwankenden Überfahrt suchten. Nicht zufällig waren auch am Tag der Zerstörung Reporter und Fachleute gegenwärtig, welche den Kollaps nur vier Monate nach der Fertigstellung detailliert dokumentierten.

Als Folge dieses Brückenversagens werden seither alle grossen Hängebrücken einem Modellversuch im Windkanal unterzogen. Dabei wird jedoch nicht die Verhinderung einer Resonanzanregung gesucht, sondern eine aerodynamisch stabile Form des Überbaus.

Der historische Rückblick zeigt, dass es in sehr seltenen Fällen aufgrund ungenügender Steifigkeit zu Schwingungen von Brücken kommen kann, welche für die Tragsicherheit relevant sind. Aufgrund einer differenzierten Analyse dieser Fälle lässt sich schliessen, dass sie für gewöhnliche Strassenbrücken nicht relevant sind und es daher nicht angebracht ist, im Zusammenhang mit

deren dynamischen Verhalten generell konservative Annahmen zu treffen. Die Schwingungen von Brücken dürfen jedoch nicht verwechselt werden mit der dynamischen Vergrößerung der Verkehrslasten. Diese stellen eine reale Gefahr für Fahrbahnplatten dar, was Schäden in Japan, Indien oder den USA zeigen [Schläfli 1999].

## 12.4 Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen

Eine Brücke stellt mechanisch gesehen ein Kontinuum mit unendlich vielen Freiheitsgraden dar und weist somit theoretisch unendlich viele Eigenschwingungsformen auf. Im Gegensatz zu Mehrkörpersystemen lässt sich die Zuordnung von Eigenschwingungsformen zu Freiheitsgraden jedoch nicht direkt herstellen. Jede Eigenschwingungsform unterscheidet sich durch deren Eigenfrequenz, das heisst der Anzahl Schwingungen pro Sekunde, sowie durch deren Form von allen anderen Eigenformen. Praktisch sind nur einige wenige Eigenschwingungsformen von Belang, nämlich jene mit den tiefsten Eigenfrequenzen. Die tiefste Eigenfrequenz einer Brücke wird Grundfrequenz genannt. Sie ist in der Regel die wichtigste, da sie sich am leichtesten anregen lässt und die stärksten Schwingungen verursacht.

Die Bestimmung der Eigenschwingungsformen und der zugehörigen Frequenzen wird Modalanalyse genannt. Nur bei sehr einfachen statischen Systemen wie bei einfachen Balken oder Kragarmen mit konstanter Biegesteifigkeit erfolgt die Modalanalyse auf der Basis eines kontinuumsmechanischen Modells. In der Regel bedient man sich heute eines Finite-Elemente Modells, was eine Diskretisierung des Tragwerks voraussetzt. Im Gegensatz zu Fahrzeugen lässt sich ein Balken nicht einfach als Mehrkörpersystem modellieren, sondern die Verteilung der Masse und Steifigkeit muss einigermaßen genau erfasst werden.

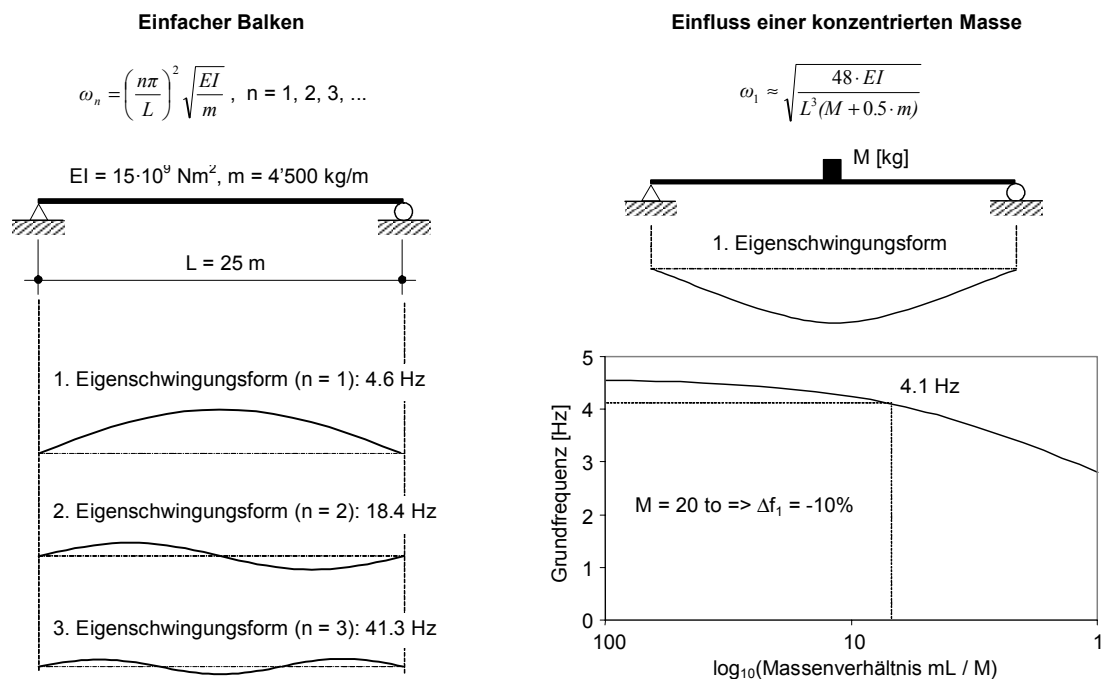


Bild 238: Eigenschwingungsformen eines einfachen Balkens und Einfluss einer konzentrierten Masse auf die Grundfrequenz

Mathematisch gesehen entsprechen die Eigenschwingungsformen den Eigenvektoren der Steifigkeits- und Massenmatrix. Die Eigenvektoren sind alle orthogonal zueinander und bilden den sogenannten Eigenraum. Mittels der Modalanalyse lassen sich für jede Eigenform eine modale Steifigkeit und eine modale Masse bestimmen, wodurch sich das dynamische Verhalten von Tragwerken auch im Frequenzraum durchführen lässt. Erschwert wird dies bei nichtlinearem Verhalten, da dies



bei jedem Zeitschritt eine Rücktransformation in den Zeitbereich oder die Lösung eines Faltungsintegrals erfordert.

Bild 238 zeigt als Beispiel einen einfachen Balken mit konstanter Massen- und Steifigkeitsverteilung sowie die ersten drei Eigenschwingungsformen. Für diesen einfachen Fall genügen drei Werte um die dynamischen Eigenschaften zu bestimmen: Steifigkeit, Masse und Spannweite. Die Formel für die Eigenfrequenzen gilt jedoch nur unter der Annahme kleiner Deformationen sowie linear elastischen Materialverhaltens. Um eine quantitative Vorstellung von realen Verhältnissen zu vermitteln, werden repräsentative Werte für eine einspurige Strassenbrücke mit 25 m Spannweite angegeben. Für die Grundfrequenz ergeben sich ca. 4.6 Hz.

Wird dieser Balken in der Mitte durch ein Gewicht mit Masse  $M$  belastet, dann sinkt die Grundfrequenz. Bei einer Masse von 20 to entspricht die Reduktion ungefähr 10%. Eine Belastung einer zweispurigen Brücke durch ein Gewicht mit 40 to Masse würde dasselbe ergeben. Die konzentrierte Masse ändert nicht nur die Eigenfrequenz sondern auch die Eigenform, analog den statischen Durchbiegungen. Die Wirkung der Masse ist dabei stark abhängig von deren Lage. In der Mitte ist die Wirkung offensichtlich am grössten, während sie bei einer Verschiebung gegen die Lager hin auf Null abnimmt.

Genauso wie eine Veränderung der Massenverteilung wirken sich Änderungen der Steifigkeit auf die Eigenformen und -frequenzen aus. Bild 239 zeigt zur Illustration einen einfachen Balken, dessen Steifigkeit im mittleren Zehntel der Spannweite reduziert ist. Nimmt man beispielsweise an, dass die Steifigkeit in diesem Bereich nur 50% des Werts der restlichen Spannweite beträgt, dann vergrössern sich die elastischen Durchbiegungen unter konzentrierter Kraft in Balkenmitte um ca. 27%. Da die Grundfrequenz  $f_1$  proportional zur Wurzel aus der Steifigkeit  $k$  ist, und die Steifigkeit  $k$  ihrerseits umgekehrt proportional zur maximalen elastischen Durchbiegung ist, beträgt die Reduktion der Grundfrequenz ca. 11%.

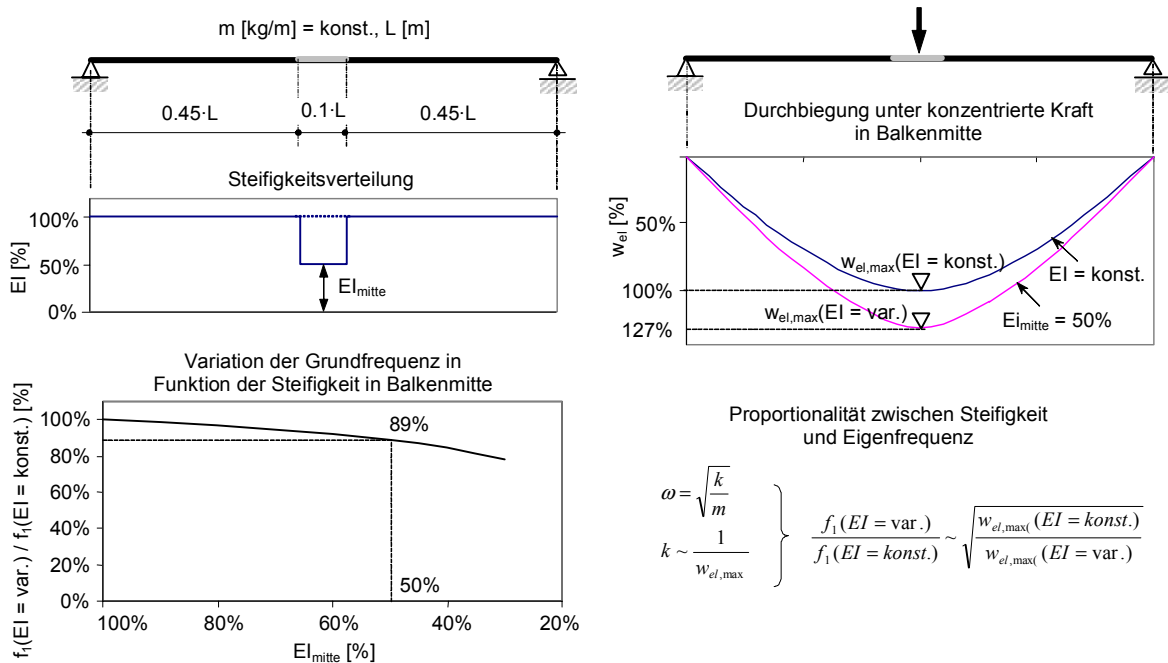


Bild 239: Wirkung einer Steifigkeitsänderung auf die Grundfrequenz  $f_1$

Zur Illustration des dynamischen Verhaltens eines Mehrfeldträgers werden Messungen durch R. Cantieni an der Deibüelbrücke herangezogen (siehe Bild 240). Sie zeigen die Antwort des Brückenträgers auf die vertikale, sinusförmige Anregung durch einen Schwinger. Wird der Schwinger zentrisch im Mittelfeld angebracht (siehe Antwortspektrum rechts oben), so erhält man mit 3.07 Hz, 4.35 Hz und 5.6 Hz deutlich die Eigenfrequenzen der tiefsten vertikalen Biegeschwingungen, wobei die Grundfrequenz den grössten Partizipationsfaktor aufweist (die Spitzen bei 1.57 Hz und 2.22 Hz

entstehen durch die Anregung von L1 und L2 bei einer Anregungsfrequenz gleich der Hälfte deren Eigenfrequenz). Für die Anordnung des Schwingers in einem Seitenfeld ändert sich das Bild, da sich die Bedeutung der drei genannten Eigenschwingungsformen umkehrt (siehe Antwortspektrum rechts unten).

Das Beispiel in Bild 240 illustriert sehr gut die Bedeutung der Lage der Anregung für die Antwort der Brücke: **Jene Eigenschwingungsform lässt sich am stärksten anregen, deren Form der statischen Verformung infolge der statischen Kraft am nächsten kommt**, das heisst deren „Partizipationsfaktor“ am grössten ist. Um eine bestimmte Eigenform anzuregen, muss die Kraft an jenem Ort angreifen, am welchem die Eigenform den grössten Wert annimmt. Aufgrund der im Bild 240 links gezeigten Eigenschwingungsformen lässt sich daher sagen, dass die Eigenform L3 an keinem Ort leichter angeregt werden kann als an der Schwingerstellung S4.

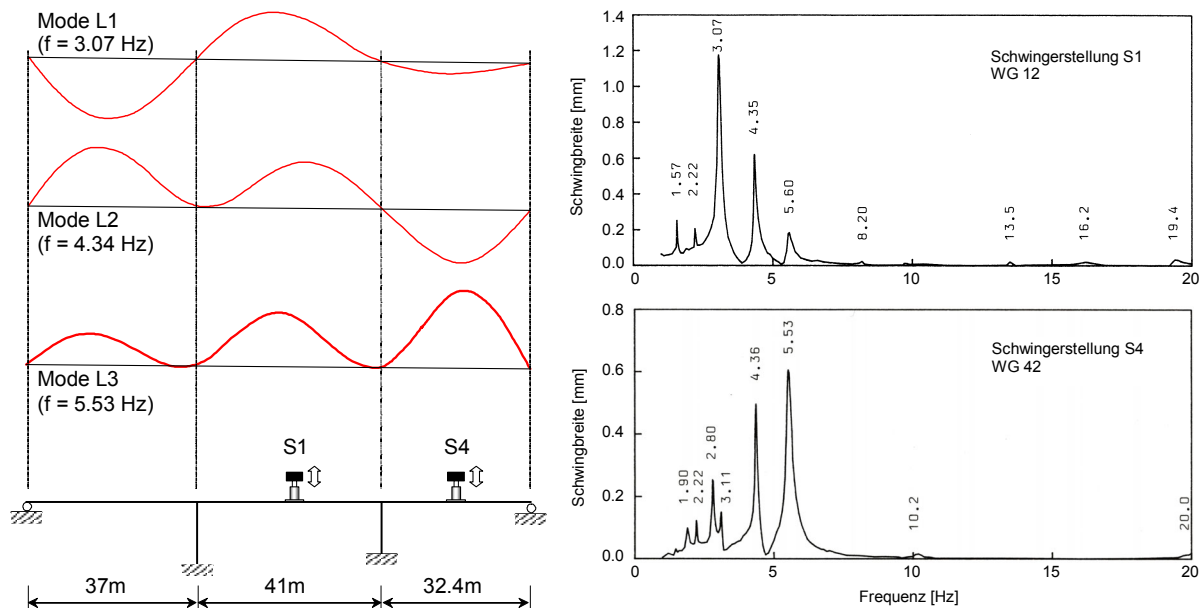


Bild 240: Antwort einer 3-Feld-Brücke auf eine harmonische Anregung; links: Eigenformen; rechts oben: Antwortspektrum für Schwingerstellung im Mittelfeld, rechts unten für Schwingerstellung in der Mitte des rechten Seitenfelds, nach [Cantieni 1988]

Wenn die anregende Kraft ihre Position ändert, ändern sich daher nicht nur die Eigenfrequenz sondern auch die Partizipationsfaktoren. Bild 241 zeigt die Partizipationsfaktorenzerlegung am Beispiel des einfachen Balkens, der durch eine Kraft im Viertelpunkt angeregt wird. Aufgrund der Eigenschwingungsformen in Bild 238 ist zu erwarten, dass für diese Position die Anregung der zweiten Eigenform am grössten ist. Mit 17% ist der Partizipationsfaktor jedoch offensichtlich immer noch deutlich kleiner als jener für die Grundform (36%). Sieht man sich die statische Verformung infolge der Kraft an (Bild 241 unten links), dann ist dieses Ergebnis nicht weiter verwunderlich.

Eine Brücke besteht aus einer Vielzahl von Tragelementen, die alle gemeinsam oder jedes mehr oder weniger für sich zu Schwingungen angeregt werden können. Ein Brückenträger weist nicht nur vertikale sondern auch horizontale Biegeschwingungen auf, wobei allfällige Stützen je nach Lagerung mehr oder weniger stark mitschwingen. Ausserdem kann es zu Torsionsschwingungen kommen, wenn der Träger gekrümmt ist oder exzentrisch angeregt wird. Da die Steifigkeits- und Massenverteilung meist nicht konstant sind, und zudem der Einfluss von Einspannungswirkungen (Lagerreibung) berücksichtigt werden muss, ist die Berechnung der Eigenfrequenzen mit Unsicherheiten behaftet.

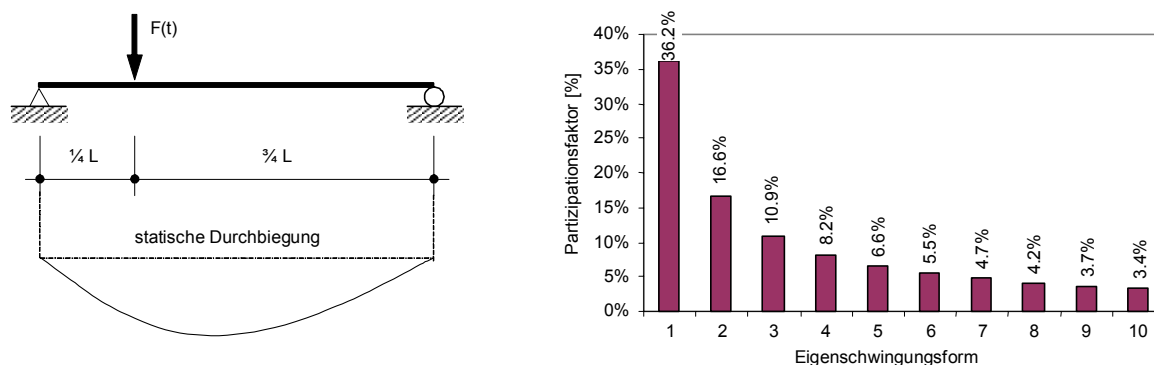


Bild 241: Partizipationsfaktoren für die Anregung im Viertelpunkt eines einfachen Balkens

## 12.5 Dynamisches Verhalten von Brückenfahrbahnplatten

Während die Längsträger von Brücken sehr intensiv auf deren dynamisches Verhalten untersucht wurden, liegen zum Verhalten der sekundären Tragelemente, das heisst im speziellen der Fahrbahnplatte, sehr wenige Informationen vor. Dies hängt zum Teil damit zusammen, dass bei den üblichen Brückenkonstruktionen in Nordamerika die Fahrbahnplatte eine untergeordnete Rolle spielt. In der Regel werden zahlreiche Längsträger in geringem Abstand angeordnet, sodass die Spannweiten in Querrichtung sehr gering sind. In Europa findet man Brücken mit grösseren Spannweiten und einer minimalen Anzahl Längsträger, wodurch die Fahrbahnplatte eine wichtigere Rolle übernimmt.

Für die Eigenfrequenzen von in der Schweiz üblichen Brückenfahrbahnplatten liegen einzig Versuchsergebnisse aus der Messkampagne an der Deibüelbrücke vor [Cantieni 1988]. Zum Zeitpunkt der Messungen befand sich leider kein Belag auf der Brücke. Der Einfluss des Belags sowie der Belagstemperatur auf das dynamische Verhalten von Fahrbahnplatten lässt sich analytisch nur schwer erfassen und wäre somit ein Thema der experimentellen Brückenforschung.

Die dreifeldrige Deibüelbrücke wurde im Rahmen der sehr ausführlichen Messkampagne mit Wegaufnehmern und Dehnmessstreifen instrumentiert und durch einen Schwinger harmonisch an verschiedenen Stellen angeregt. Die für die Reaktion der Kragplatte relevanten Messstellen sind in Bild 242 angegeben. Es wurden sowohl Durchbiegungsmessungen mittels Wegaufnehmern (WG) am Konsolkopf (WG 101 / 111 / 121) als auch Dehnungsmessungen mittels Dehnmessstreifen (DMS) an Bewehrungsstäben im Bereich des grössten Einspannmomentes der Kragplatte (DMS 20 / 21 / 22) durchgeführt. Die Fahrbahnplatte zwischen den Stegen wurde nicht untersucht. Die Auswertungen zeigen meist Antwortspektren der Schwingbreite in Funktion der Anregungsfrequenz. Mit Schwingbreite ist die doppelte Amplitude der gemessenen Schwingung, angegeben in Millimetern (Wegmessungen) bzw. Mikrodehnungen  $10^{-6}$  (Dehnungsmessungen), gemeint.

Einen ersten Eindruck vom Verhalten der Kragplatte geben die Messungen des DMS 20 bei Schwingerstellung S 10 und des DMS 21 bei Schwingerstellung S 11 (Bild 243). Auffällig ist, dass keine Eigenschwingungsform das Spektrum dominiert. Im gesamten Bereich zwischen 2 und 20 Hz finden sich Spitzen. Da es sich um keine Modalanalyse handelt, stellen nicht alle Spitzen im unteren Frequenzbereich ( $< 10$  Hz) Eigenfrequenzen dar, sondern auch Anregungsfrequenzen, welche ganzzahlige Teiler höherer Eigenfrequenzen sind. Die Spitze bei 6.09 Hz ist ziemlich sicher die Hälfte der Eigenfrequenz bei 12.2 Hz, diejenige bei 8.3 Hz wahrscheinlich die Hälfte der Eigenfrequenz bei 16.2 Hz. Mit einiger Sicherheit lassen sich nur die Spitzen bei 12.2 Hz, 16.2 Hz, 18.0 Hz und 19.7 Hz als Eigenformen identifizieren, welche einen wesentlichen Beitrag der Fahrbahnplatte enthalten.

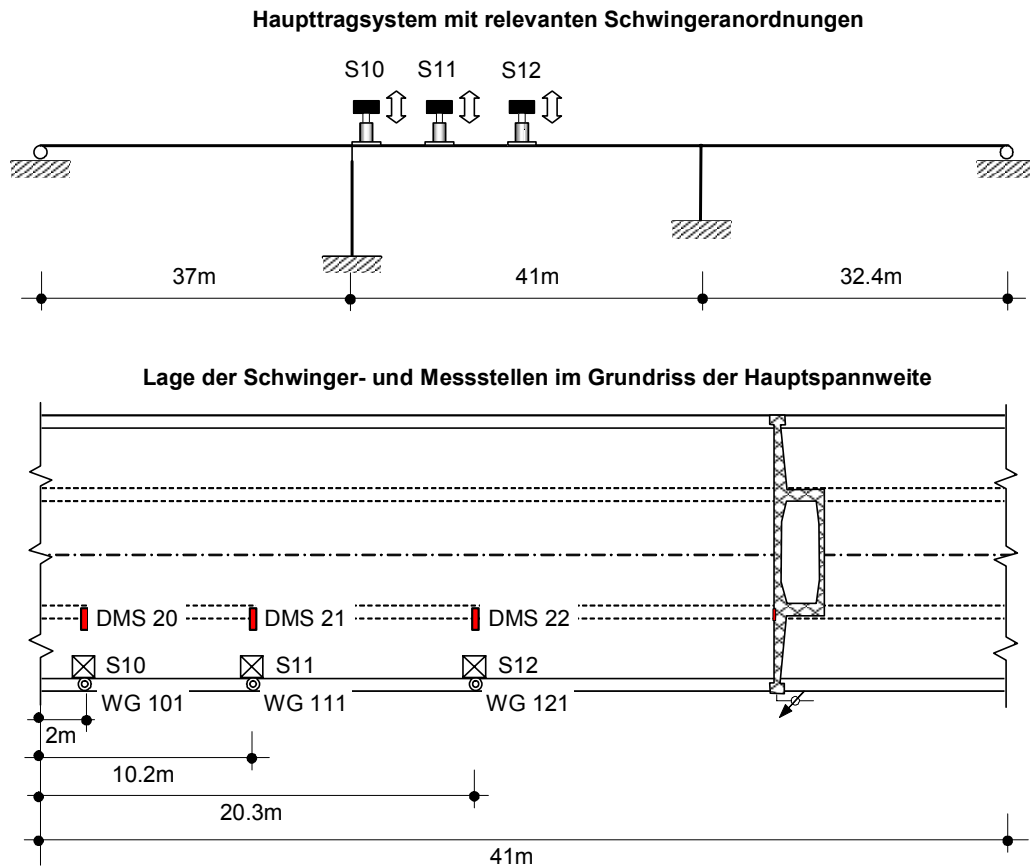


Bild 242: Instrumentierung der Deibüelbrücke für die Bestimmung der Eigenschwingungsformen und -frequenzen, nach [Cantiene 1988]

Zum Vergleich werden die Resultate für die Anregung in Schwingerstellung S12 herangezogen (Bild 244 a)). Es bietet sich ein völlig verschiedenes Bild, mit überragenden Spitzen bei 6.83 und 8.69 Hz. Dabei handelt es sich um die zweite und vierte Torsions-Eigenschwingung des Kastenträgers. Sucht man nach Gemeinsamkeiten zwischen allen drei Spektren, so findet man diese allenfalls in den Spitzen um 16 sowie um 19 Hz. Diese nehmen jedoch für keine Position eine dominante Stellung ein.

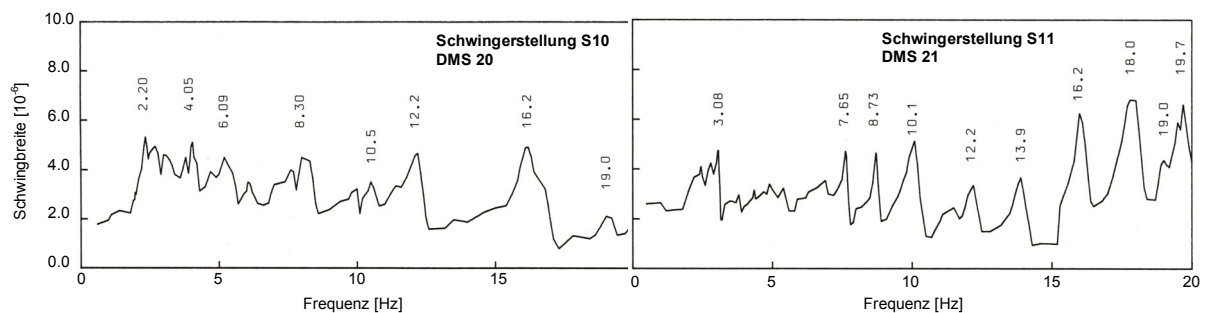


Bild 243: Reaktion der Kragplatte der Deibüelbrücke bei Anregung in verschiedenen Querschnitten [Cantiene 1988]

Zusätzliche Information erhält man durch den Vergleich der Messungen vor und nach Einbau des Belags. Im Rahmen der Versuche wurde ein Testbelag aus Zementmörtel aufgebracht, allerdings nur auf  $\frac{2}{3}$  der Fahrbahnbreite. Die restliche Fahrbahn wurde durch Betonblöcke entsprechend belastet. Wie Bild 244 zeigt, ändert sich die Situation dadurch völlig. Zuerst einmal fällt die Reaktion der Kragplatte wesentlich geringer aus, mit maximalen Werten von 3 Mikrodehnungseinheiten,

während die Werte vor Belageinbau noch mehr als 14 erreichten. Der Überbau ist mit Belag viel weniger empfindlich auf Torsion, und die stärkste Antwort ergibt sich in der Grundfrequenz bei 3.03 Hz. Gemeinsam ist den beiden Spektren die ausgeprägte Spitze im hohen Frequenzbereich. Durch die Last des Belags kehrt sich die Bedeutung der Eigenformen in diesem Bereich um: Während vorher das Maximum bei 19.1 Hz lag, fällt die Antwort nachher bei 16.5 Hz stärker aus.

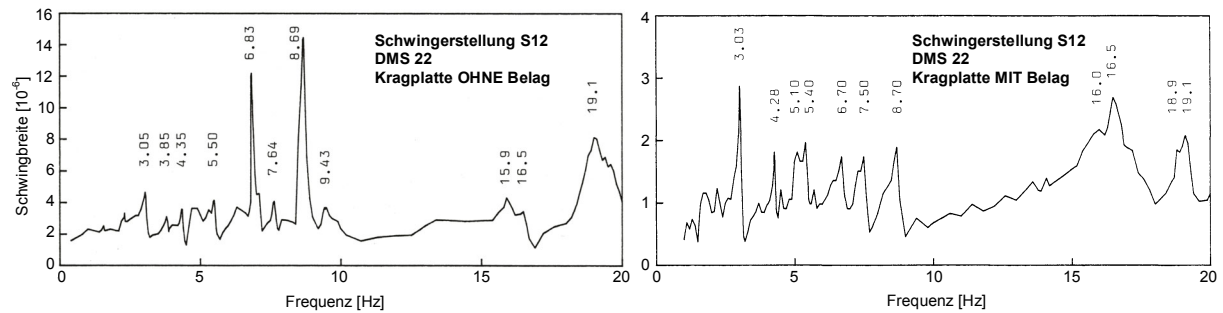


Bild 244: Reaktion der Kragplatte in Feldmitte des Mittelfelds mit und ohne Testbelag auf der Brücke [Cantieni 1988]

Auf der Grundlage der gezeigten Messungen lässt sich keine dominante Eigenfrequenz der Kragplatte identifizieren. Im Bereich zwischen 10 und 20 Hz gibt es vielmehr eine ganze Reihe von Eigenschwingungsformen, die gleichermaßen angeregt werden können. Die Eigenfrequenzen variieren stark in Funktion des Orts und der Masse der Anregung. Die Messungen zeigen ausserdem, dass Torsionsschwingungen des gesamten Kastenträgers zu deutlich stärkeren Belastungen der Kragplatte führen als Schwingungen nur der Platte selbst.

### 12.6 Dämpfung

Wird ein Tragwerk zu Schwingungen angeregt, so klingen diese mit der Zeit wieder ab. Man spricht von Dämpfung, womit eine Vielzahl von Mechanismen der Energieumwandlung zusammengefasst wird. Bewegungsenergie (kinematische Energie) wird in Wärme (kalorische Energie) umgewandelt, was je nach physikalischem Phänomen entweder direkt erfolgt oder von Abnützung oder anderen Schädigungsmechanismen begleitet ist. Bezogen auf das schwingende System kann man zwischen innerer und äusserer Dämpfung unterscheiden. Die innere Dämpfung umfasst die Materialdämpfung und Reibungsdämpfung zwischen Elementen des Systems, die äussere Dämpfung Energiedissipation im Untergrund oder Reibung in den Lagern des Widerlagers [Dieterle 1981].

Die Stärke der Dämpfung einer Brücke ist stark abhängig von der Bauweise und der Fundierung [Bachmann 1990]. Ein Balken aus Stahl oder Spannbeton, der nur auf Lagern aufliegt, weist eine viel geringere Dämpfung auf als ein Rahmen oder Sprengwerk, das in den Untergrund eingespannt ist. Generell ist die Materialdämpfung schwächer als die Reibungsdämpfung in den Lagern oder die Strahlungsdämpfung des Baugrunds. Sobald es bei Stahl- oder Spannbetontragwerken zum Reissen des Betons kommt, steigt dementsprechend die Dämpfung infolge der Reibung im Bereich der Risse stark an.

Bild 245 zeigt eine typische Ausschwingkurve eines Brückenträgers. Das Abklingen der Amplitude folgt weitgehend einer Exponentialfunktion, welche sich relativ einfach aus der Ausschwingkurve ermitteln lässt. Dieses Verhalten lässt sich modellieren, indem eine sogenannte viskose, das heisst geschwindigkeitsproportionale Dämpfung angenommen wird. Aus Bild 245 ist ersichtlich, dass das Modell der linearen, viskosen Dämpfung nicht für den ganzen Ausschwingvorgang zutrifft, vermutlich infolge Reibungsdämpfung. Um die Abhängigkeit der Dämpfung von der Amplitude zu berücksichtigen, sind nicht-lineare Ansätze erforderlich, welche die mathematische Behandlung des Problems erheblich aufwendiger machen.

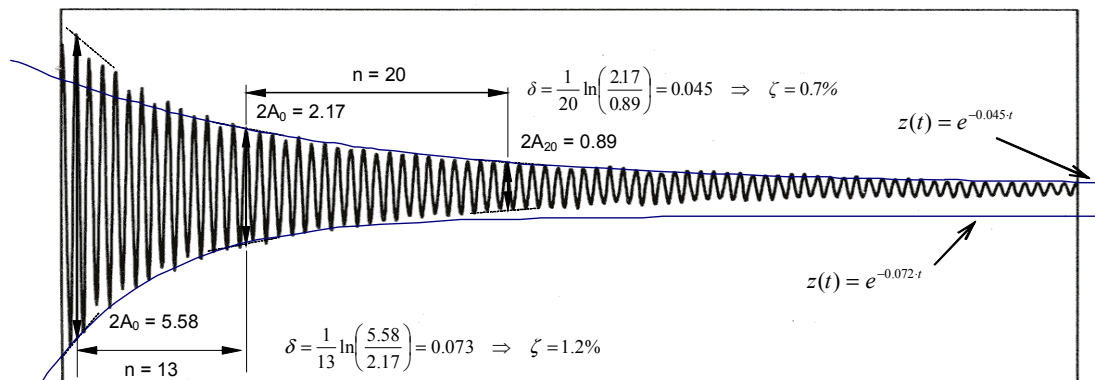


Bild 245: Abklingen infolge Dämpfung im Verlauf des Ausschlagens eines Brückenträgers, basierend auf [Cantieni 1992]

Jede Eigenschwingungsform eines Tragelements hat ein eigenes Dämpfungsverhalten. Je nach Querschnittsgeometrie sind diese Unterschiede mehr oder weniger ausgeprägt. Generell werden hochfrequente Schwingungen stärker gedämpft als niederfrequente. Obschon die Dämpfung von Brücken verhältnismässig gering ist, kann sie zu Phasenverschiebungen bei Schwingungen und zu Austauschphänomenen zwischen verschiedenen Schwingungsformen führen. Auf die Eigenfrequenzen hat sie keinen merklichen Einfluss.

Beispielsweise sind jene Eigenformen stärker gedämpft, welche zu starken Verformungen (Krümmungen) der Fahrbahnplatte führen. Abdichtung und Belag tragen weniger zur Steifigkeit des Querschnitts und mehr zu dessen Dämpfung bei, da der Asphalt vor allem bei erhöhter Temperatur (infolge Sonneneinstrahlung) ein stark visko-elastisches Verhalten aufweist. Auch sind Eigenschwingungsformen, welche Rotation der Fundamente bedingen, stärker gedämpft als solche mit vorrangig translatorischen Bewegungen.

Bei Tragwerken ist die Dämpfung der einzelnen Teile im Gegensatz zu deren Steifigkeit normalerweise nicht bekannt. Zur Berücksichtigung der Dämpfung behilft man sich bei Modellierung durch Finite Elemente daher meist mit einem steifigkeits- und massenproportionalen Ansatz („Rayleigh-Dämpfung“), bei der zur Beschreibung der Dämpfung des gesamten Tragwerks zwei Parameter genügen. Diese werden aufgrund von Erfahrungswerten für ähnliche Konstruktionen geschätzt. Eine grosse Genauigkeit ist bei elastischem Verhalten nicht erforderlich, da die Dämpfung mit üblichen Werten von 1 bis 2% auf niederfrequente Schwingungen keinen grossen Einfluss hat.

## 12.7 Instationäre Schwingungen

Physikalisch gesehen stellen Schwingungen lediglich den stationären Spezialfall eines Wellenausbreitungsphänomens dar. Wird ein Balken durch eine Kraft (stossartig) belastet, dann breitet sich diese „Information“ zuerst in Form einer Druckwelle mit einer Geschwindigkeit von ca. 4000 m/s aus. Etwas langsamer pflanzen sich die der Belastung entsprechenden Biegewellen aus (ca. 3000 m/s). Wellen mit kurzer Wellenlänge sind dabei schneller als solche mit langer, was „Dispersion“ genannt wird. Im Verlauf der Ausbreitung kommt es zur Abschwächung und Abflachung der einzelnen Wellen, zu sogenannter Diffusion. Am Rande des Ausbreitungsmediums oder an anderen Diskontinuitäten kommt es zur Reflektion (Spiegelung) oder Refraktion (Brechung) der Wellen, wodurch sich die ankommenden und reflektierten Wellen überlagern.

Bei einem Balken ist die transzendente Phase der Wellenausbreitung innerhalb von Sekundenbruchteilen abgeschlossen. Die hochfrequenten Wellen werden sehr schnell gedämpft und der Balken schwingt in der Grundfrequenz aus. In gewissen Fällen kommt die Natur der Schwingung als stehende Welle jedoch zum Vorschein, wie bei Phasenverschiebungen oder Schwebungen. Deutlicher wird die Wellenausbreitung bei schmalen Fahrbahnplatten, bei denen die Wellenlänge der ersten Eigenform viel kürzer ist als die Platte in Längsrichtung.

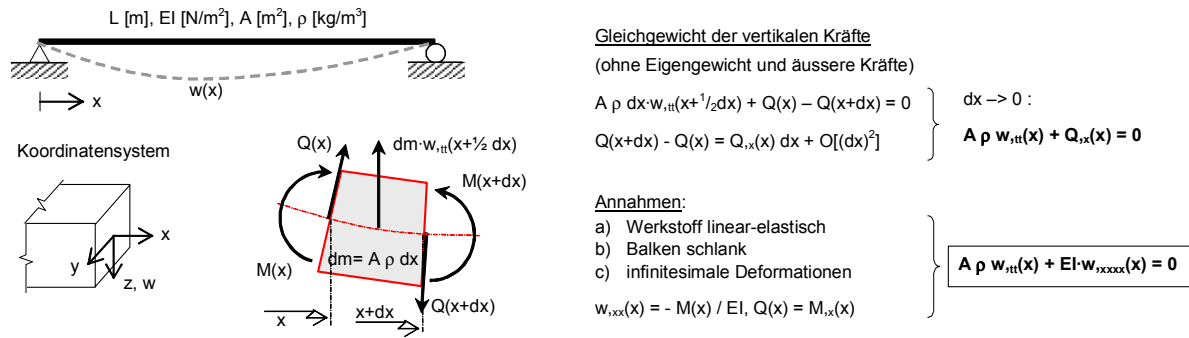


Bild 246: Herleitung der grundlegenden Differentialgleichung für Biegewellen und -schwingungen

Die die Bewegungen beschreibende Differentialgleichung lässt sich einfach herleiten. Es genügt, einen infinitesimal kurzen Abschnitt eines Balkens zu betrachten und das Kräftegleichgewicht der vertikalen Kräfte aufzustellen (Bild 246). Man erhält daraus die dynamische Verallgemeinerung der Biegedifferentialgleichung für die statische Balkenbiegung. Um diese Gleichung lösen zu können, müssen wesentliche Vereinfachungen getroffen werden, wie die Vernachlässigung der Rotationsträgeit gegenüber der Translationsträgeit und die Vernachlässigung von Schubverformungen (nur schlanke Balken).

$$A \rho w_{,tt}(x) + EI \cdot w_{,xxxx}(x) = 0$$

Ansatz für Biegewellen

$w(x,t) = f(\xi), \xi := t \pm x/c$  (+: Rechtswelle)  
c: Phasengeschwindigkeit der Biegewelle

$$A \rho f_{,\xi\xi}(\xi) + EI/c^4 \cdot f_{,\xi\xi\xi\xi}(\xi) = 0$$

Dispersionsbeziehung

$$\omega^2 := A \rho \cdot c^4 / EI$$

Lösungen sind Biegewellen der Form

$$f(\xi) = a \cdot e^{i\omega\xi}$$

Ansatz für Biegeschwingungen

$$w(x,t) = \varphi(x) e^{i\omega t}, k^4 := A \rho \cdot \omega^2 / EI$$

k: Wellenzahl

$$\varphi_{,xxxx} - k^4 \cdot \varphi = 0$$

allgemeine Lösung

$$\varphi(x) = a_1 \cdot \sin(kx) + a_2 \cdot \cos(kx) + a_3 \cdot \sinh(kx) + a_4 \cdot \cosh(kx)$$

laufende Wellen (Schwingungen)      Einfluss der Randschichten

Bild 247: Lösung der partiellen Differentialgleichung für Biegewellen und -schwingungen

Die erhaltene partielle Differentialgleichung beschreibt sowohl Biegewellen als auch Biegeschwingungen. Sie lässt sich lösen, indem für Wellen und Schwingungen jeweils geeignete Ansätze gemacht werden (Bild 246). Für die numerische Lösung der partiellen Differentialgleichung mittels Finiten Elementen wird diese zuerst in die schwache Form umgewandelt und anschliessend durch geeignete Elementmodelle örtlich diskretisiert. Je nach Lösungsverfahren für dynamische Berechnungen erfolgt anschliessend eine zeitliche Diskretisierung oder eine Transformation in den Frequenzbereich. Um die fundamentalen Zusammenhänge zu verstehen, ist es jedoch zweckmässiger, die ursprüngliche, starke Form der Bewegungsdifferentialgleichung zu analysieren.

**12.8 Modellbildung**

Die Frage nach der geeigneten Modellbildung wird im Fall einer Brücke meistens gar nicht gestellt. Dank der Methode der Finiten-Elemente steht ein geeignetes Werkzeug zur Verfügung, mittels dessen das dynamische Verhalten sehr genau erfasst werden kann. Ein dreidimensionales Modell einer dreifeldrigen Balkenbrücke mit Kastenquerschnitt erfordert grössenordnungsmässig 50'000 Freiheitsgrade, was Dank leistungsfähiger Rechner kein Problem darstellt. Trotzdem wird bei den Simulationen im Rahmen dieser Arbeit ein Modell für die Brücke verwendet, welches nur über einen einzigen Freiheitsgrad verfügt. Auf die Motivation für dieses Modell sowie dessen Herleitung wird in der Folge kurz eingegangen.

Im Zusammenhang mit der Modellbildung für Fahrzeuge wurden bereits grundsätzliche Überlegungen zur Entwicklung geeigneter Modelle festgehalten. Auch bei Brücken muss zuerst die Frage gestellt werden, welche physikalischen Phänomene mit dem Modell erfasst werden sollen. Bei grossen Modellen muss ausserdem bedacht werden, dass die Berechnung und die Auswertung der Resultate sehr aufwendig werden können. Um das dynamische Verhalten unter variablen Lasten zu erfassen, sind schnell einmal 1000 Zeitschritte erforderlich. Wenn von 50'000 Freiheitsgraden auch nur ein Bruchteil über die untersuchte Zeitspanne ausgewertet werden soll, gibt dies bereits eine enorme Anzahl Daten.

Ein weiterer, entscheidender Nachteil von Finite-Elemente Modellen ist die Beschränkung auf linear-elastisches Materialverhalten. Selbstverständlich ist es mittlerweile möglich, Elementmodelle mit nicht-linearem Verhalten einzusetzen. Eine auch nur halbwegs genaue Modellierung des Bruchverhaltens einer ganzen Brücke bringt jedoch einen immensen Aufwand mit sich, wodurch die eigentliche Fragestellung in den Hintergrund gedrängt wird.

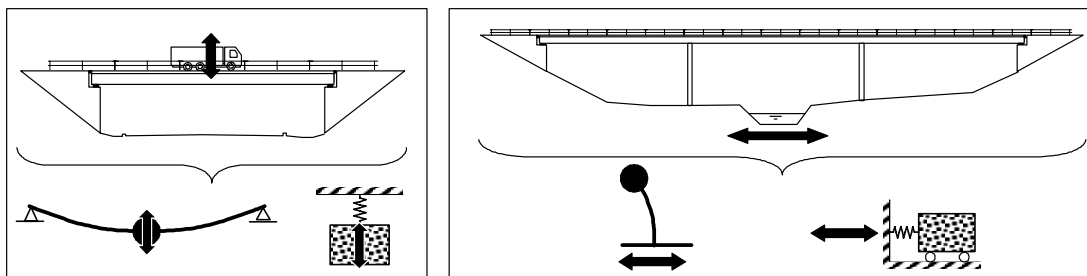


Bild 248: Modellierung einer Brücke als Einmassenschwinger

Das einfachste Modell, um ein Tragwerk als dynamisches System zu erfassen, ist der Einmassenschwinger. Das Modell liegt somit am anderen Ende des Spektrums möglicher Abbildungen der Wirklichkeit. Im Gegensatz zu detaillierten Finite-Elemente Modellen ist ein Einmassenschwinger nicht in der Lage, die genauen Partizipationsfaktoren einer Brücke sowie deren Ortsabhängigkeit zu erfassen. Bild 248 zeigt zwei Beispiele, bei denen sich die Modellierung als Einmassenschwinger dennoch anbietet. Im Fall der Anregung einer Brücke durch ein Erdbeben (Bild 248 rechts) verändert sich der Angriffspunkt der Einwirkung nicht, und die Brücke schwingt auf den Stützen wie ein mathematisches Pendel, was nichts anderes ist als ein Einmassenschwinger. Beim Einfeldträger (Bild 248 links) ist die erste Eigenform weitaus am wichtigsten für den Nachweis des Biege widerstands. Sie dominiert auch für jede Fahrzeugposition die Antwort der Brücke. Für bestimmte Fragestellungen kann daher auch in diesem Fall ein Einmassenschwinger geeignet sein.

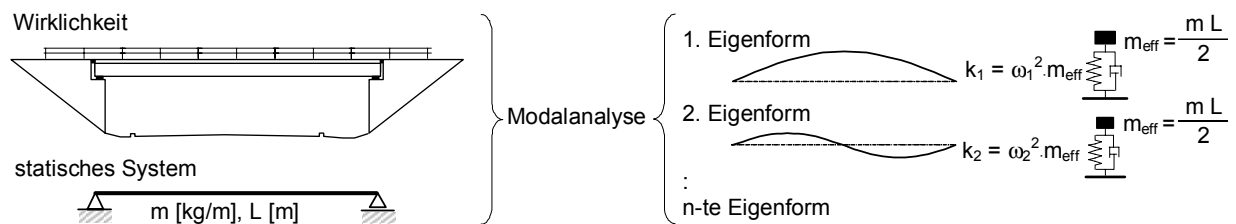


Bild 249: Reduktion eines einfachen Balkens auf einen Einmassenschwinger

In Bild 249 wird schematisch gezeigt, wie man über die Modellierung der Brücke als Balkentragwerk und eine Modalanalyse zu Einmassenschwingern gelangt, deren dynamische Kennwerte den Eigenformen entsprechen. Als modale Masse der Eigenschwingungsformen („wirksame Masse“) erhält man bei gleichmässiger Massenverteilung die Hälfte der Gesamtmasse des Balkens. Die Steifigkeit des Einmassenschwingers resultiert aus der wirksamen Masse sowie der Eigenfrequenz der jeweiligen Eigenform. Zu beachten ist, dass ein wesentlicher Teil der Modellbildung in der Bestimmung des statischen Systems besteht.



## 12.9 Kennzahlen für das dynamische Verhalten von Strassenbrücken

### 12.9.1 Einflussfaktoren

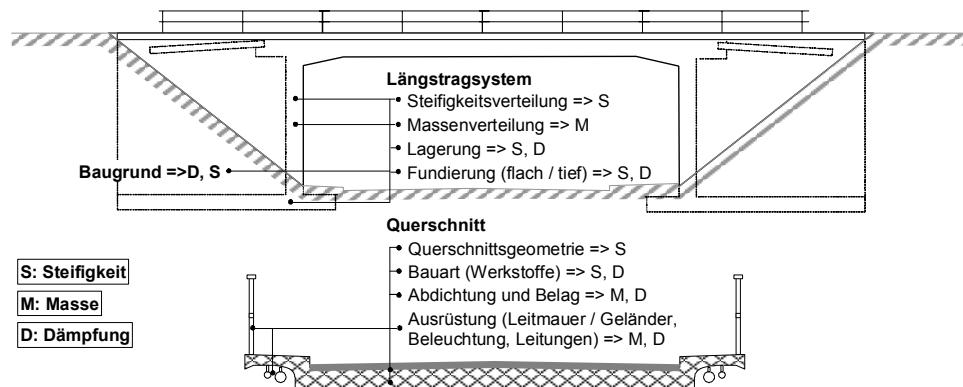


Bild 250: Aufbau und Elemente einer Strassenbrücke und deren Bedeutung für das dynamische Verhalten

Bild 250 zeigt das Beispiel einer einfachen Strassenbrücke und die Bedeutung der einzelnen Elemente für das dynamische Verhalten. Beim Längstragsystem ist neben der Lagerung und der Steifigkeitsverteilung, welche auch das statische Verhalten bestimmen, die Massenverteilung zu beachten. Bei der Fundierung kommt es darauf an, ob der Brückenoberbau über die Widerlager oder allfällige Stützen in den Untergrund eingespannt ist, oder ob er auf Lagern aufliegt. Im ersten Fall, der auch auf das Beispiel in Bild 250 zutrifft, ist mit wesentlich grösserer Dämpfung infolge Energieabstrahlung in den Untergrund zu rechnen. Der Querschnitt beeinflusst durch dessen Form in erster Linie Steifigkeit und Masse. Die Bauweise, das heisst die Ausbildung als Verbund-, Stahl- oder Spannbetonbrücke, beeinflusst daneben auch die Dämpfung. Abdichtung und Belag sowie die Ausrüstung tragen primär zur Masse bei, können aber auch die Dämpfung beeinflussen.

Im Gebrauchszustand weisen die Elemente in aller Regel ein linear-elastisches Verformungsverhalten auf. Im Falle des Belags ist dieses Verhalten jedoch stark temperaturabhängig. Während der (Langzeit-)Elastizitätsmodul von Asphalt im Winter (0°C) ungefähr halb so gross ist wie derjenige von Stahlbeton, kann er an heissen Sommertagen (30°C) gegen Null absinken. Die Reduktion der Steifigkeit ist jedoch nicht mit einer Reduktion der Dämpfung verbunden. Sofern an einer Stelle des Tragwerks, wie an den Fahrbahnübergängen oder an den Lagern, Reibungsdämpfung auftritt, ist das Verhalten auch im Gebrauchszustand nicht-linear. Meistens muss dies wegen des geringen Einflusses auf das Verhalten des gesamten Tragwerks jedoch nicht berücksichtigt werden.

### 12.9.2 Grundfrequenz

Das dynamische Verhalten eines Tragwerks wird meist von den Eigenschwingungen in der Grundfrequenz dominiert, da starke Anregungen in der Regel nicht periodischer Natur sind. Daher finden sich in der Fachliteratur viele Informationen zur analytischen Bestimmung sowie zu gemessenen Werten der Grundfrequenz von Brücken. Hunderte von Messungen haben ergeben, dass die Mehrzahl der Strassenbrücken eine Grundfrequenz im Bereich zwischen 1.5 und 8 Hz aufweist (Bild 251).

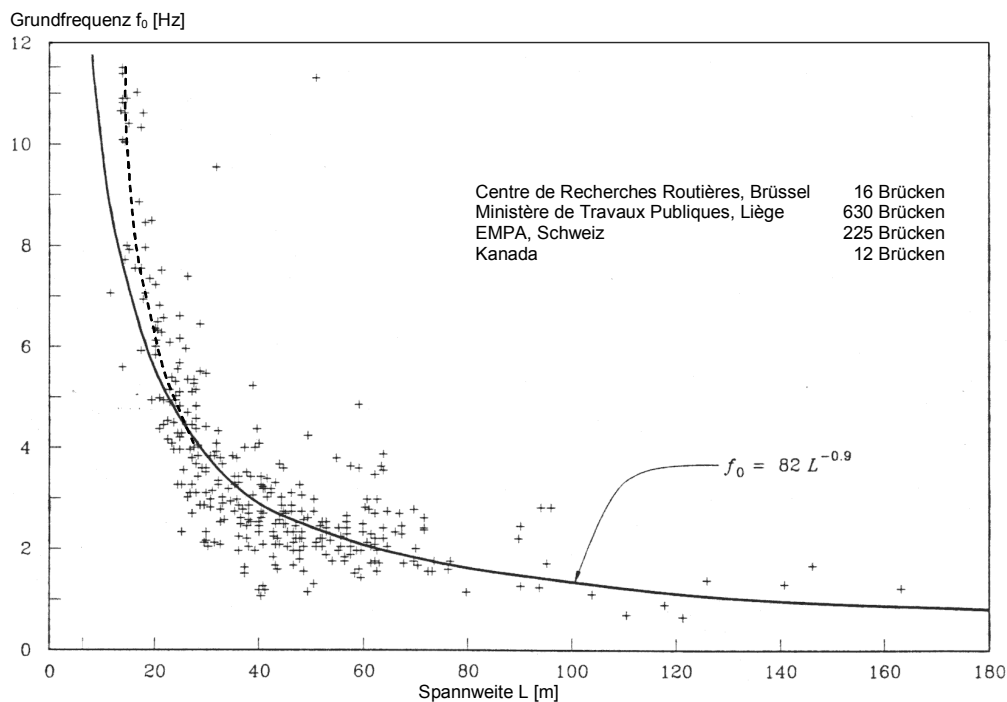


Bild 251: Grundfrequenz (Frequenz der 1. Biege-Eigenschwingungsform der Längsträger) als Funktion der Spannweite von 898 Strassenbrücken [Paultre et al. 1992]

Einige Aufmerksamkeit wurde auch dem Zusammenhang zwischen der Spannweite und der Grundfrequenz gewidmet [Major 1980]. Bei Brücken mit mehreren Feldern wird meistens die Hauptspannweite als Kriterium genommen. Bild 251 zeigt die in [Tilly 1986] vorgeschlagene Formel zur Bestimmung der Grundfrequenz in Funktion der Spannweite. Offensichtlich stimmt diese für Spannweiten unter 25 m nur sehr schlecht. Auch für grössere Spannweiten ist die Streuung beträchtlich, was bei der grossen Vielfalt an Brückenkonstruktionen (statische Systeme, Lagerung, Querschnitte, Werkstoffe, usw.) nicht verwunderlich ist. Seit man die Grundfrequenz mit Finite-Elemente Computerprogrammen einfach ermitteln kann, hat deren Bestimmung in der Forschung an Bedeutung verloren.

### 12.9.3 Dämpfung

Die Dämpfung von Brückenschwingungen wurde in zahlreichen Versuchen gemessen. Da die Werte von der Bestimmungsmethode sowie von typischen Konstruktionsformen abhängen (statisches System, Ausbildung der Lager, Fundierung, ..), die von Land zu Land geringfügig variieren, werden hier vor allem die von Cantieni angegebenen Werte zitiert [Cantieni 1983]. In der Literatur sind gemessene Werte für die Dämpfung zumeist in Form des logarithmischen Dämpfungsdekrements  $\delta$  angegeben. Dieser Wert lässt sich leicht in die Dämpfungsrate  $\zeta$  umrechnen, welche den Anteil des Dämpfungskoeffizienten  $c$  [Ns/m] in Prozent der kritischen Dämpfung beschreibt:

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad \text{Dämpfungsrate, bezogenes Dämpfungsmass}$$

Aus Versuchen an 211 Verbund- und Spannbetonbrücken mit Spannweiten von 10 bis 85 m ergeben die Messungen für das Dämpfungsrate  $\zeta$  einen Mittelwert von 1.3%. Die Häufigkeitsverteilung ist in Bild 252 a) wiedergegeben. Diese Werte gelten für die Grundschwingungen des gesamten Brückenoberbaus, und stellen generell eine sehr geringe Dämpfung dar. Die Schwingungen eines Lastwagenaufbaus weisen im Vergleich dazu ca. zehnfache Dämpfungsraten auf.

Cantieni versucht, die Wirkung einer Einspannung in den Untergrund auf die Dämpfung zu quantifizieren [Cantieni 1983]. Aus Bild 252 b) ist ersichtlich, dass die verwendeten Daten keinen ausgeprägten Unterschied ergeben. Signifikantere Unterschiede ergibt die Auswertung nach Bauweise (Bild 252 c) und d)). Differenzierte Werte für höhere Eigenschwingungsformen oder für spezielle Elemente wie Brückenfahrbahnplatte können mangels entsprechender Versuchsergebnisse keine angegeben werden.

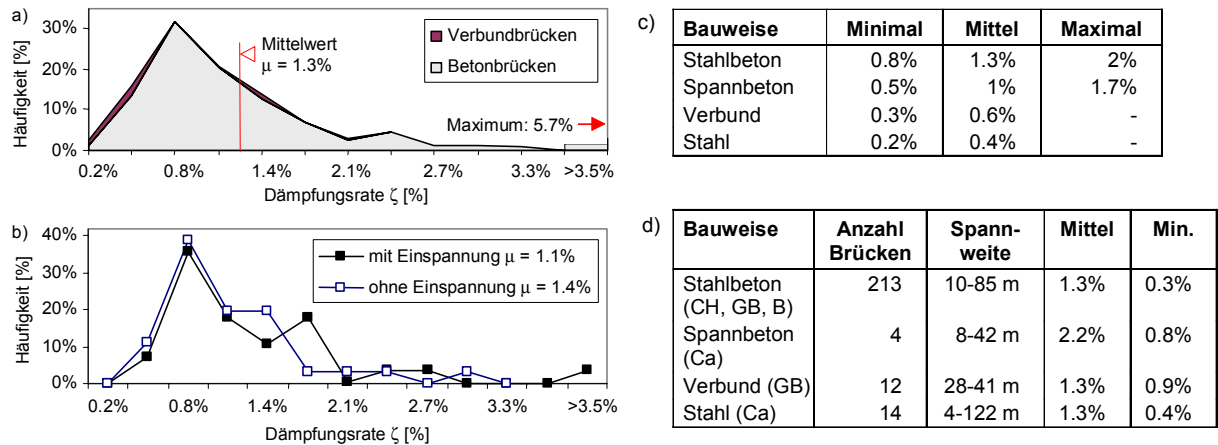


Bild 252: a) Häufigkeitsverteilung der Dämpfungsrate für die Grundschiwingung von 211 Schweizer Strassenbrücken [Cantieni 1983], b) Häufigkeitsverteilungen für die Dämpfungsrate mit und ohne Einspannung der Brücke in den Untergrund, c) Dämpfungsraten von Fussgängerbrücken in Abhängigkeit von der Bauweise [Bachmann 1990], d) Dämpfungsraten nach [Paultre et al. 1992] gemäss [Tilly 1986] und [Billing 1984]

## 13 Fahrbahnunebenheiten

### 13.1 Überblick

Fahrbahnunebenheiten sind die wichtigste Ursache für Fahrzeugschwingungen, und folglich auch für Fahrzeug-induzierte Brückenschwingungen. Starke Unebenheiten bewirken eine spürbare Minderung des Fahrkomforts und der Verkehrssicherheit, daher wird beim Bau und Unterhalt von Strassen danach getrachtet, diese auf ein Minimum zu reduzieren. Schon sehr früh wurden Verfahren entwickelt, um Unebenheiten zu messen und mathematisch zu beschreiben. Der wichtigste Teil dieses Abschnitts befasst sich daher mit der Beschreibung von Fahrbahnunebenheiten, welcher auch Basis für deren Modellierung ist. Zur Einleitung wird kurz auf Definitionen und Eigenschaften eingegangen, und die praktische Bedeutung von Fahrbahnunebenheiten wird anhand deren Ursachen und Wirkung illustriert.

### 13.2 Definitionen und Eigenschaften

Mit Fahrbahnunebenheiten werden Unregelmässigkeiten der Strassenoberfläche bezeichnet, welche eine Abweichung von der planmässigen Höhenkote im Bereich von Millimetern bis Zentimetern darstellen. In Zusammenhang mit Fahrzeugschwingungen interessieren nur Unebenheiten im Längsprofil. Abweichungen im Querprofil wie Spurrillen sind normalerweise nicht relevant. Alternativ zur Bezeichnung „Fahrbahnunebenheit“ wird auch „Belageebenheit“ oder „Belagsunebenheit“ verwendet (engl. „road surface irregularity or roadway unevenness“, franz. „planéité“ oder „irrégularité de la chaussée“). Nicht zu verwechseln ist die Ebenheit bzw. Unebenheit einer Strasse mit deren Rauigkeit (engl. „road surface roughness“, franz. „rugosité de la chaussée“), als Gegensatz zur Strassenglätte, welche Unebenheiten im makroskopischen Bereich beschreibt und für die Haftung der Reifen auf der Fahrbahn verantwortlich ist.

Unebenheiten werden gekennzeichnet 1. durch deren **Höhendifferenz** im Längsprofil der Fahrbahn, 2. durch deren **Wellenlänge** bzw. Ausdehnung in Längsrichtung und 3. durch deren **Form**. Dementsprechend lassen sie sich unterteilen in statische und dynamische Unebenheiten, lang- und kurzweilige, kontinuierliche und diskontinuierliche, periodische und völlig irreguläre oder auch in zeitweilige und permanente:

- *Dynamische Unebenheiten* stellen sich durch die Verformung einer Brücke unter der Verkehrslast ein. Je nach Steifigkeit und Höhe der Last können dynamische Durchbiegungen mehrere Zehntelmillimeter bis ca. 1 mm betragen, wobei deren Wellenlänge mit zunehmender Amplitude zunimmt. Im Gegensatz dazu sind *statische Unebenheiten* unabhängig von der elastischen Verformung des Tragwerks.
- *Kurzweilig* können in diesem Zusammenhang Unebenheiten bezeichnet werden, welche Ausdehnungen zwischen Dezimetern und einigen Metern haben. *Langweilig* sind dementsprechend Unebenheiten mit Wellenlängen von 10 m und mehr. Die *Grenze* ist *sehr unscharf*, da es bei der Schwingungsanregung durch Fahrbahnunebenheiten sowohl auf die Wellenlänge als auch auf die Fahrgeschwindigkeit ankommt. Die Fahrgeschwindigkeit kann wiederum in einem weiten Band variieren.
- *Kontinuierlich* sind Unebenheiten, wenn sie keine abrupten Sprünge im Längsprofil aufweisen. Mathematisch gesprochen ist deren zweite Ableitung stetig. Im Gegensatz dazu gibt es auch *diskontinuierliche* Unebenheiten, wie bei Gegenständen auf der Fahrbahn oder bei Schlaglöchern.
- Normalerweise sind Unebenheiten weitgehend zufällig verteilt, das heisst *irregulär*. In gewissen Fällen, wie bei Betonstrassen mit deren fixen Betonieretappen, bei Pflasterstrassen oder bei Mehrfeld-Brücken mit fixen Spannweiten und Kriechverformungen, können Unebenheiten jedoch *periodischer Natur* sein.

- Fahrbahnunebenheiten sind meist *permanent*, das heisst sie verändern sich im Laufe der Zeit nur wenig. Im Gegensatz dazu können auch *zeitweilige Unebenheiten* auftreten, zum Beispiel bei Schneefall, verlorenem Ladegut oder Windfracht. In der Regel sind diese nicht länger als eine paar Stunden oder wenige Tage gegenwärtig.

Diese Unterscheidungen enthalten bereits einige der wichtigsten Eigenschaften von Fahrbahnunebenheiten. Je nach Blickwinkel sind weitere Klassifizierungen möglich. Im Zusammenhang mit Fahrzeugschwingungen ist es zweckmässig, grundsätzlich zwischen zwei Arten von Fahrbahnunebenheiten zu unterscheiden (Bild 253):

- Zufällig verteilte, kontinuierliche Fahrbahnunebenheiten unterschiedlichster Wellenlänge, hier auch bezeichnet als **„normale“ Fahrbahnunebenheiten**. Normale Fahrbahnunebenheiten sind meistens irregulär und permanenter Natur, das heisst sie verändern ihre Form nur über Monate oder Jahre hinweg.
- Lokale, oft diskontinuierliche Unebenheiten mit einer ausgeprägten Form oder Wellenlänge, zwecks Unterscheidung bezeichnet als **„spezielle“ Fahrbahnunebenheiten**. Diese Unebenheiten sind oft temporär, da sie durch den Strassenunterhalt so gut wie möglich beseitigt werden.

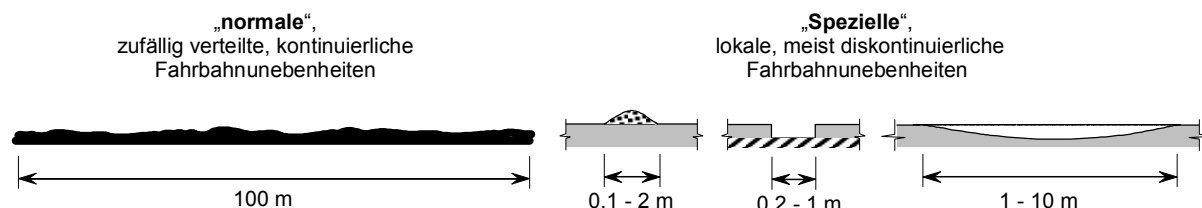


Bild 253: Arten von Fahrbahnunebenheiten

Normale Fahrbahnunebenheiten waren bereits Gegenstand von mehreren Untersuchungen, welche beispielsweise in [La Barre 1970], [Honda et al. 1982], [Said 1984], [Sayers 1985] oder [Sayers 1988] dokumentiert sind. Darauf wird im Abschnitt über die Beschreibung von Fahrbahnunebenheiten genauer eingegangen. Wenig erforscht sind spezielle Unebenheiten, sowohl was deren Ausbildung als auch was deren Häufigkeit betrifft.

### 13.3 Ursachen und Formen von Fahrbahnunebenheiten

Gerade bei und auf Brücken ist vermehrt mit Unebenheiten zu rechnen, welche sich aus den Bauleranzen und zeitabhängigen Einwirkungen ergeben. Abgesehen von dynamischen Unebenheiten finden sich im Bereich einer Brücke typischerweise folgende Unregelmässigkeiten im Längsprofil (Bild 254):

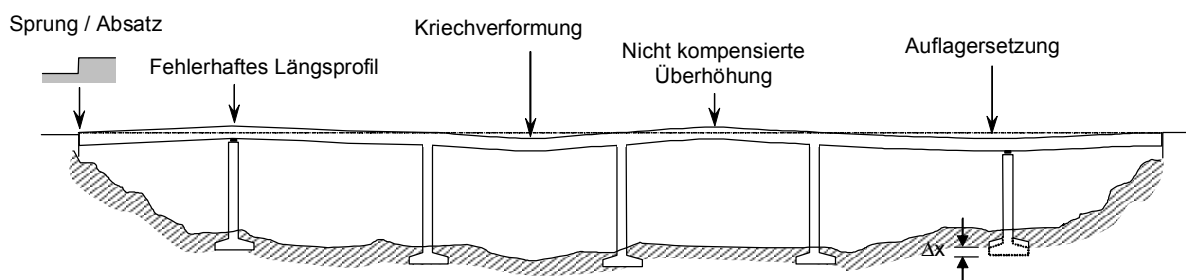


Bild 254: Spezifische Fahrbahnunebenheiten auf Strassenbrücken, nach [Broquet 1999]

- Sprünge / Absätze bzw. lokale Erhebungen / Vertiefungen im Bereich von Fahrbahnübergängen und Gelenken
- Fehler im Längsprofil (falsche Höhenkoten beim Schalen / Betonieren der Brücke)

- Unebenheiten des Belags wegen ungleichmässigen Einbaus oder Verformungen unter Verkehrslasten
- Kriechverformungen des Brückenträgers / der Kragplatte
- Nicht kompensierte Überhöhungen
- Auflagersetzungen / Setzungen der Rampen

Erfahrungsgemäss treten die grössten Unebenheiten im Bereich der Rampen und Fahrbahnübergänge auf. Neben den spezifisch bei Brücken auftretenden Unebenheiten ist mit ausgeprägten, lokalen „Hindernissen“ verschiedenster Art zu rechnen, welche aufgrund deren Form in verschiedenen Grundfälle unterteilt werden können (Bild 255). Im Fall von Fahrbahnübergängen sind zumeist Kombinationen dieser Grundfälle anzutreffen, beispielsweise durch Verformungen der Verankerung und einer geringfügigen Durchbiegung / Verdrehung des Brückenträgers.

- Sprünge, Absätze: bei Fugen von Betonfahrbahnen, bei Fahrbahnübergängen, zeitweilig im Verlauf von Belagsarbeiten
- Erhebungen: durch Schneefahrbahnen, Erdanhäufungen in der Nähe von Baustellen, Objekte auf der Fahrbahn (verlorenes Ladegut, Windfracht, ...)
- Vertiefungen: Schlaglöcher, Setzungen im Anschluss an Widerlager, übermässige Durchbiegungen von Brückenträgern

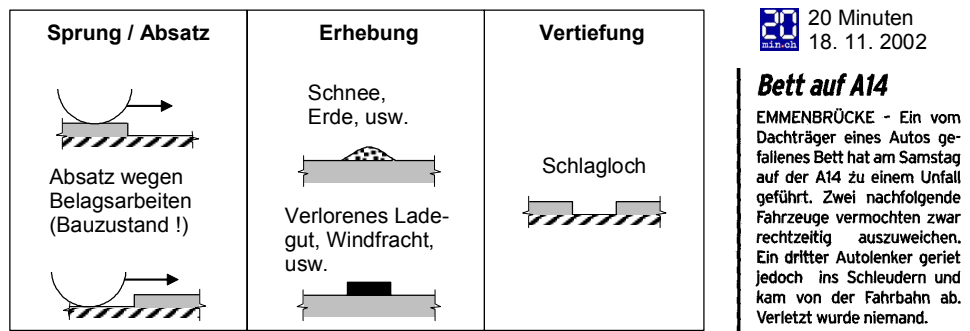


Bild 255: Beispiele von speziellen Fahrbahnunebenheiten

Nicht alles, was auf einer Strasse landet, wirkt sich als Fahrbahnunebenheit aus. Ein Rad mit einer statischen Last von 50 kN übt bei reduzierter Aufstandsfläche von 10 mal 30 cm einen Druck von 1 bis 2 MPa auf die Fahrbahnoberfläche aus. Die Wirkung dieses Drucks auf Kleinlebewesen ist leider jedem Autofahrer vertraut. Im Fall von Schnee oder Windfracht kommt es daher nur bei relativ soliden Ansammlungen zu nennenswerten Unebenheiten.

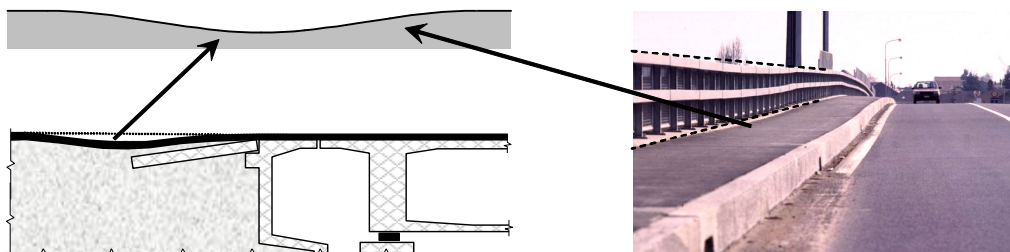


Bild 256: Beispiele für lokale Vertiefungen (Foto mit freundlicher Genehmigung des IS-Beton, EPFL)

In Bild 256 sind zwei Beispiele für relative lang gestreckte, spezielle Fahrbahnunebenheiten illustriert, welche im Zusammenhang mit Strassenbrücken relevant sind. Links dargestellt ist der für Brücken sehr typische Fall einer ausgeprägten Unebenheit im Anschluss an die Widerlager, welche vor allem bei fehlender Schleppplatte sehr deutlich sein kann. Das Bild rechts zeigt den eher seltenen Fall einer übermässigen Durchbiegung. Obwohl die Vertiefung sehr ausgeprägt ist, hat sie wegen deren Länge nur eine beschränkte Wirkung.

### 13.4 Wirkung von Fahrbahnunebenheiten

Im Hinblick auf deren Wirkung sind diejenigen Fahrbahnunebenheiten von Interesse, welche dazu geeignet sind, ein mit einer Geschwindigkeit von 1 bis 120 km/h verkehrendes Fahrzeug zu Schwingungen anzuregen. wirken sich auf den Fahrkomfort, die Fahrsicherheit und die Beanspruchung von Strasse, Fahrzeug und Ladung aus. Sie sind die wichtigste Ursache für Schwingungen von Fahrzeug und Brücke. Aus der Perspektive ihrer Wirkung auf bewegte Fahrzeuge sind diejenigen Unebenheiten relevant, Sie sind jedoch nicht die einzige Ursache für Schwingungen von Fahrzeugen; diese können auch infolge von Ungleichförmigkeiten der Räder, abrupten Bremsmanövern oder Kurven, oder auch infolge von Windstössen angeregt werden. Hierauf wird im Abschnitt 2 genauer eingegangen.

Als Beispiele für gemessene Fahrbahnunebenheiten und deren Wirkung werden in Bild 257 zwei Profile gegenübergestellt, welche beide an derselben Brücke gemessen wurden. Der obere Verlauf gibt das Längsprofil des Testbelags wieder, welchen R. Cantieni im Zuge der Versuche 1978 einbauen liess. Im Rahmen der umfassenden Versuchskampagne wurden „dynamische Vergrösserungsfaktoren“ bis 1.8 gemessen [Cantieni 1988]. Der untere Verlauf zeigt den effektiv eingebauten Belag der Brücke nach 15 jährigem Betrieb, wie er im Rahmen der Versuche zu OECD DIVINE gemessen wurde. Die Versuche mit diesem Belag ergaben maximale Werte des Vergrösserungsfaktors von 1.2 [Cantieni et al. 2000].

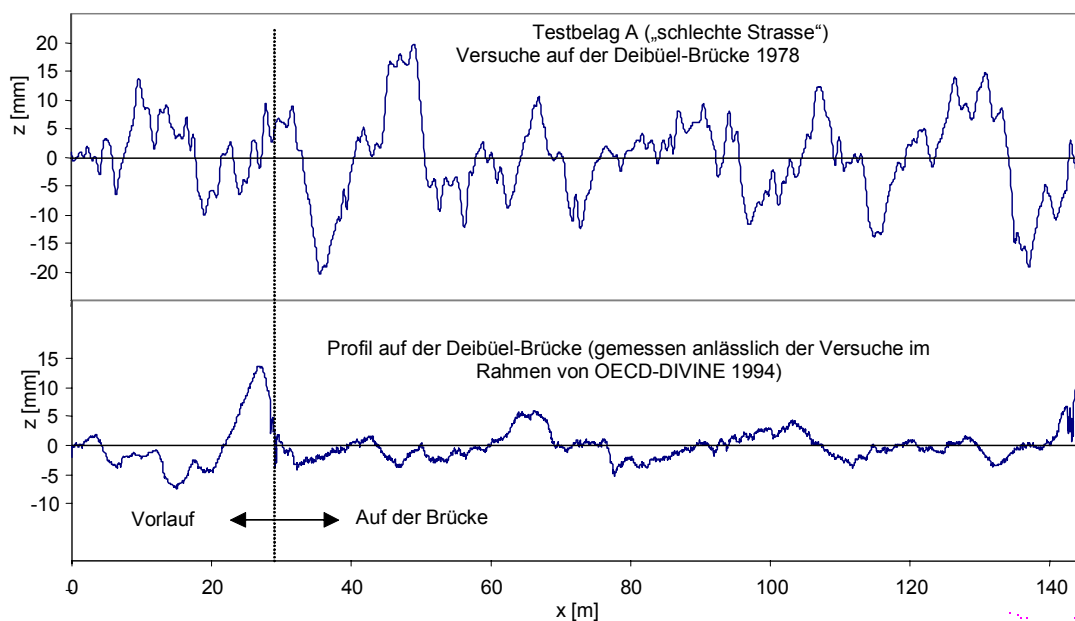


Bild 257: Profil der linken Räder auf der Normalspur der Deibüel-Brücke, nach Tiefpass-Filterung mit  $\lambda_{\max} = 36$  m Wellenlänge (Daten zur Verfügung gestellt durch R. Cantieni / EMPA)

### 13.5 Beschreibung von Fahrbahnunebenheiten

Fahrbahnunebenheiten sind im Allgemeinen völlig unregelmässig verteilt. Sieht man von Periodizitäten infolge spezieller Bauweisen (z.B. Betonbelag) und speziellen Unebenheiten wie Schlaglöchern ab, so kann das Profil der Strassenoberfläche mathematisch als stochastische Unebenheitsfunktion betrachtet werden, die aus Sinus-Wellen unterschiedlicher Grösse und Phasenverschiebung zusammengesetzt ist. Messungen haben gezeigt, dass bei genügend langem Längsprofil von einer Gauss'schen Normalverteilung der Wellen ausgegangen werden kann. Da sich die relevanten Eigenfrequenzen von Fahrzeugen im Bereich zwischen 1.5 und 15 Hz bewegen, und Schwerfahrzeuge mit 0 bis ca. 120 km/h verkehren, ergibt sich als Bereich der relevanten Wellenlängen das Spektrum zwischen 0.1 und ca. 30 m. Unregelmässigkeiten mit Wellenlängen unter ca. 0.1 m werden von den Rädern ausgeglichen.

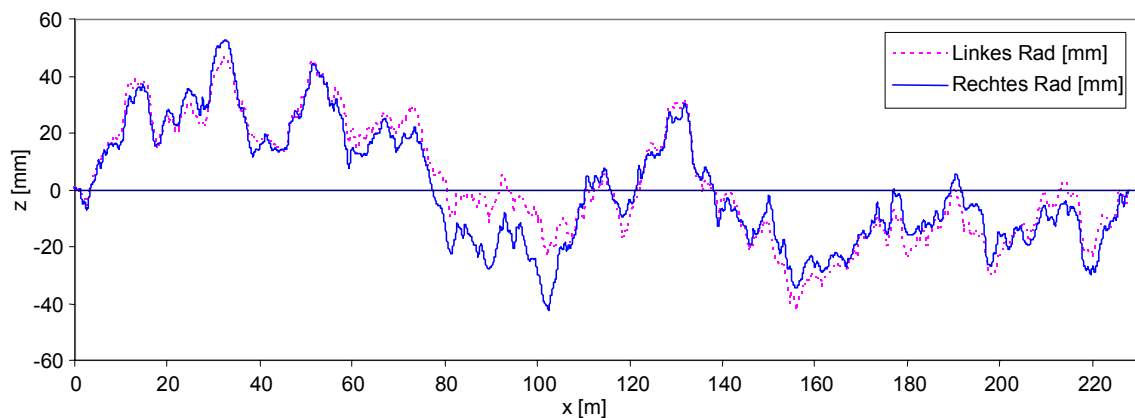


Bild 258: Beispiele gemessener Längsprofile (Daten zur Verfügung gestellt durch R. Cantieni)

Bild 258 zeigt Beispiele von Längsprofilen, welche auf einer sehr unebenen Fahrbahn aufgenommen wurden. Ohne genaue Analyse lassen sich gewisse Merkmale mit freiem Auge deutlich erkennen:

- Die Profile der rechten und linken Räder können sich unterscheiden, ausgeprägte Unterschiede sind jedoch selten.
- Die Unebenheitsamplitude wächst grundsätzlich mit steigender Wellenlänge.

Es existieren zahlreiche Methoden um Fahrbahnunebenheiten zu beschreiben sowie deren Wirkung zu beurteilen. Je nachdem, ob das Augenmerk dem Fahrkomfort, der Fahrsicherheit oder der Beanspruchung von Strasse, Fahrzeug und Ladung gilt, sind verschiedene Kriterien für die Beurteilung der Qualität einer Fahrbahnoberfläche denkbar. International anerkannt und am weitesten verbreitet ist die Charakterisierung von Amplituden und Wellenlängen in Form der spektralen Dichte<sup>5</sup> ([ISO 1995], [Cebon 1999], [Mitschke 1997]). Hierbei handelt es sich um eine universelle Methode auf dem Gebiet mechanischer Vibrationen.

Die spektrale Dichte eines Profils erhält man, indem man die Daten mittels Fourier-Transformation in den Frequenzbereich überträgt, und anschliessend das reelle Betragsquadrat der Amplituden im doppeltlogarithmischen Massstab über der Wegkreisfrequenz bzw. der Wellenlänge aufträgt. Bild 259 zeigt das Resultat der Transformation für das Profil der linken Räder in Bild 258. Der Vergleich der linken und rechten Abbildung illustriert, dass der logarithmische Massstab notwendig ist um den Bereich kleiner Wellenlängen grafisch besser zu erfassen.

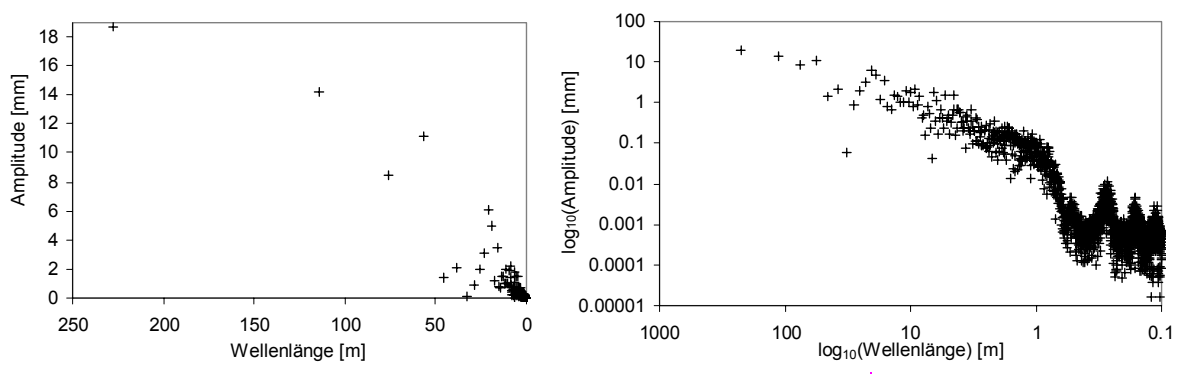


Bild 259: Frequenzspektrum (links) und Spektrale Dichte (rechts) des Profils in Bild 258

<sup>5</sup> Auch mit Leistungsspektrum, Leistungsspektralfunktion (engl.: power spectral density PSD) bezeichnet



Bei dieser Darstellung geht grundsätzlich jegliche Information über Phase und Periodizität einzelner Wellenlängen verloren. Gerade für die maximale Antwort des System Fahrzeug – Brücke ist jedoch das wiederholte Auftreten von Wellenlängen von grosser Bedeutung. Im Rahmen von Simulationen einer konkreten Situation kann daher die spektrale Dichte das wirkliche Profil nicht ersetzen.

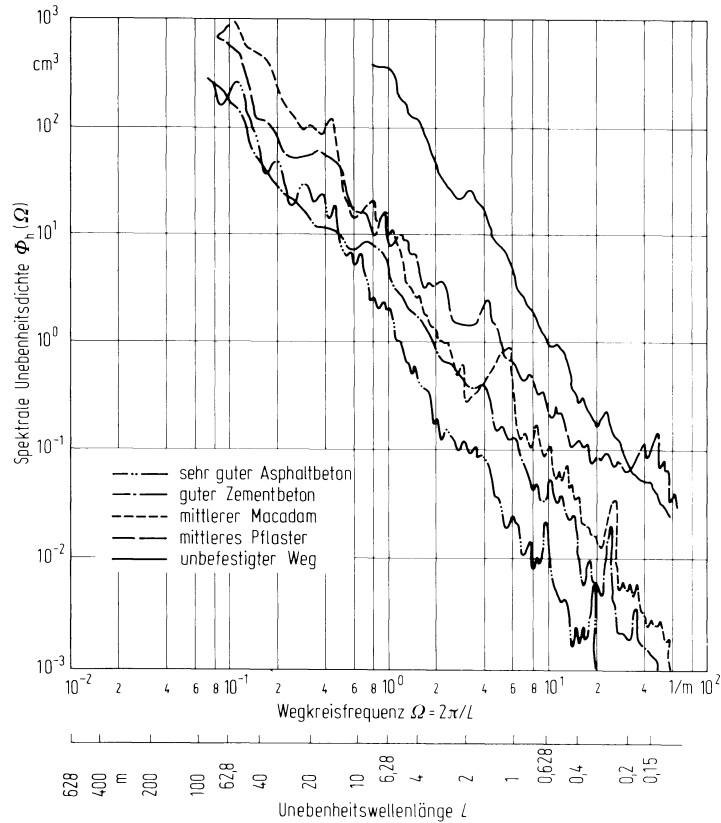


Bild 260: Beispiele gemessener spektraler Dichten für verschiedene Strassentypen [Braun 1969]

Bild 260 zeigt Beispiele von spektralen Dichten, welche an verschiedenen Strassentypen gemessen wurden [Braun 1969]. Es wird ersichtlich, dass sich der Verlauf der spektralen Dichte im doppeltlogarithmischen Massstab durch eine Gerade annähern lässt. Weicht eine gemessene Unebenheitsdichte von der Geraden ab, dann sind gewisse Wellenlängen stärker im Spektrum vertreten als andere. Bei einem Anheben der Spektraldichte mit zunehmender Wegkreisfrequenz kann von periodischen Anteilen in der Unebenheitsfunktion ausgegangen werden (siehe auch Bild 259 rechts).

Zwecks Klassifizierung wird die spektrale Dichte im doppeltlogarithmischen Netz über der Wegkreisfrequenz aufgetragen, wodurch sie sich mathematisch als Gerade mit zwei Kennwerten beschreiben lässt:

$$\Phi(\Omega) = \Phi(\Omega_0) \left( \frac{\Omega_0}{\Omega} \right)^w \quad \Omega_0: \text{Bezugswegkreisfrequenz}$$

$\Phi(\Omega_0)$  = Bezugsdichte: „Unebenheitsmass“ für die Klassifizierung einer Strasse als gut oder schlecht.

w = Welligkeit: ist ein Mass dafür, ob eine Strasse hauptsächlich lange oder auch kurze Wellen mit nennenswertem Dichtewert enthält.

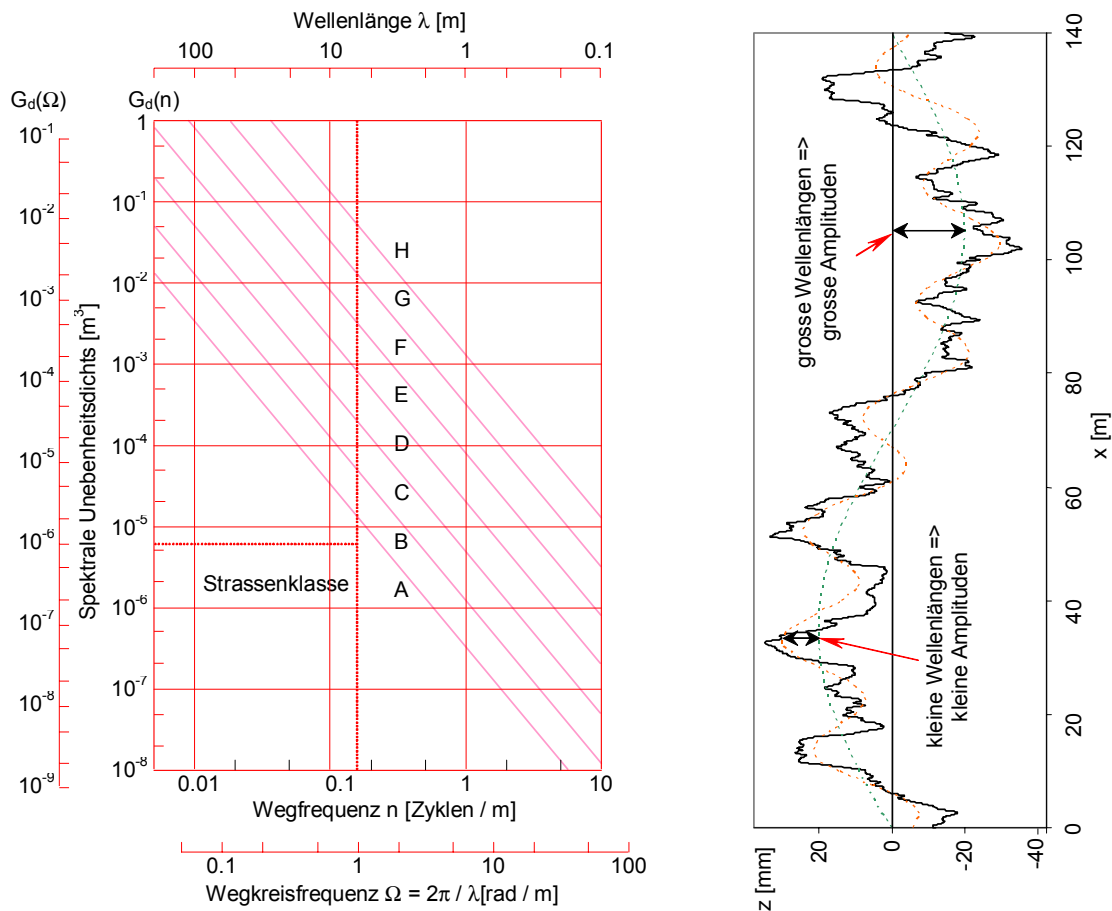


Bild 261: Klassifizierung von Fahrbahnunebenheiten gemäss [ISO 1995]

Bild 261 zeigt die Klassifizierung von Fahrbahnunebenheiten gemäss [ISO 1995], welche auf der vereinfachten Beschreibung spektraler Dichten mittels Geraden beruht. Es wird unterschieden zwischen den Strassenklassen A bis H, für welche die gleiche Welligkeit  $w$  angenommen wird. Tabelle 19 gibt die Werte für das Unebenheitsmass  $\Phi(\Omega_0)$  an, welche die einzelnen Strassenklassen bei der Bezugswegkreisfrequenz  $\Omega_0$  annehmen dürfen.

Strassenklasse	Unebenheitsmass $\Phi(\Omega_0)$ in $\text{cm}^3$ $\Omega_0 = 2\pi/L_0 = 1\text{m}^{-1}; w = 2$			Subjektivurteil für Ebenheit
	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze	
A	0	1	2	sehr gut
B	2	4	8	gut
C	8	16	32	mittel
D	32	64	128	schlecht
E	128	256	512	sehr schlecht

Tabelle 19: Klassifizierung von Fahrbahnunebenheiten gemäss [ISO 1995]

Neben der spektralen Dichte zur Beschreibung der Fahrbahnebenheit hat der „International Roughness Index“ IRI eine gewisse Bekanntheit erlangt [Gillespie 1992]. Er wurde um 1980 in den USA entwickelt um einen möglichst universellen Kennwert zu etablieren. Er beschreibt nicht die Ebenheit selbst, sondern die Reaktion eines Fahrzeugs auf ein bestimmtes Profil. Betrachtet wird der Federweg eines Fahrzeugs, modelliert durch einen Zweimassenschwinger („Viertel- bzw. Halbfahrzeug“). Grundlage für die Berechnung des Index ist das wahre Profil, welches durch einen Hoch-

passfilter geglättet wird (Begrenzung des Spektrums auf Wellenlängen grösser 250 mm). Das derart modifizierte Profil wird als Eingabe für die Simulation des Fahrzeugmodells verwendet. Die Parameter für das Fahrzeugmodell sind so gewählt, dass die Aufbaueigenfrequenz bei ca. 1 Hz und die Achseigenfrequenz bei ca. 10 Hz zu liegen kommen. Als Dämpfungsrate der Aufhängung wird 37.7% angesetzt und als Fahrgeschwindigkeit 80 km/h angenommen.

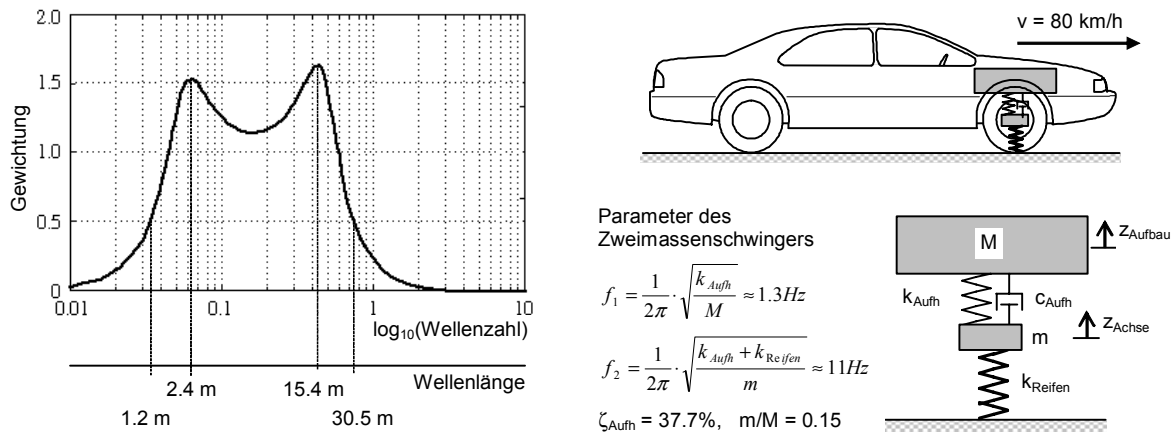


Bild 262: Ermittlung des Ebenheitsindex IRI

Die Kombination des Antwortspektrums des Federwegs ( $z_{Aufh} - z_{Reifen}$ ) mit der Fahrgeschwindigkeit ergibt die Vergrößerungsfunktion, welche in Bild 262 links dargestellt ist. Mathematisch betrachtet basiert der Index IRI auf einer Filterung der Spektralen Unebenheitsdichte mit dieser Vergrößerungsfunktion. Die stärkste Gewichtung erfahren dabei Unebenheiten mit Wellenlängen von 2.4 m und 15.4 m, Wellenlängen kleiner als 1.2 m und grösser als 30.5 m werden nur sehr schwach gewichtet. Der Index ergibt sich schliesslich aus der Summierung der Werte für den Federweg und der Division durch die zurückgelegte Strecke, das heisst in Form eines Gefälles [m/km].

### 13.6 Messung von Fahrbahnebenheiten

Weil es früher sehr aufwendig war, das genaue Längsprofil einer Strasse über grössere Distanzen zu messen, wurden in verschiedenen Ländern eine ganze Reihe von Geräten zur Messung und Bewertung von Fahrbahnebenheiten entwickelt. Je nach Messmethode resultieren unterschiedliche Kennzahlen zur Charakterisierung der Längsebenheit Fahrbahnoberfläche, die nicht immer vergleichbar sind. Anhand der Eigenschaften der Messgeräte lassen diese sich im Wesentlichen in drei Gruppen unterteilen:

- Messbrückenverfahren mit feststehender Basis (Typ I)
- Messbrückenverfahren mit bewegter Basis (Typ II)
- Dynamische Verfahren (Typ III)

Bei Verfahren des Typs I wird die genaue Höhenkote jedes Punkts des Profils von einem festen Punkt aus gemessen (Nivellement). Diese Methode wurde früher vereinzelt angewandt, da es technologisch noch nicht möglich war das genaue Höhenprofil mit bewegter Basis zu messen. Geräte des Typs II messen entweder das wahre Profile selbst oder dessen zweite Ableitung. Bei Verfahren des Typs III wird beispielsweise die Beschleunigung eines mit konstanter Geschwindigkeit entlang der Strasse bewegten Einmassenschwingers gemessen [Gillespie 1992].

Seit ca. 1960 beruht die Beschreibung der „Ebenheit von Strassenbelägen“ in der **Schweiz** auf Messgeräten des Typs II bzw. auf dementsprechenden Auswertungen, welche in der Norm SNV 640 925a / SNV 640 521b geregelt sind. Gemessen wird der Verlauf des Winkels  $W$  zwischen zwei benachbarten, an das wahre Profil gelegte Sehnen von je 1 m Länge. Das wichtigste Resultat der Messung ist der  $s_W$ -Wert, welcher die Standardabweichung der  $W$ -Werte über eine Messlänge von 250 m darstellt.

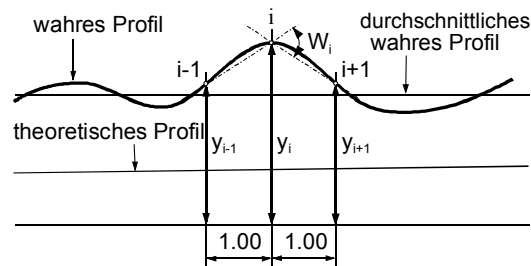


Bild 263: Schematische Darstellung des in der Schweiz verwendeten Wertes zur Beschreibung der Fahrbahnebenheiten [Broquet 1999]

Für die Berechnung der Fahrzeugreaktionen können die Messwerte des „Winkelmessers ISETH“ nicht verwendet werden. Die Übertragungsfunktion des betreffenden Geräts ist nicht nur sehr kompliziert, sie weist im Frequenzbereich auch Lücken auf, d.h. die Amplituden gewisser Wellenlängen werden mit dem Faktor Null bewertet. Für Wellenlängen über 10 m fällt die Übertragungsfunktion aufgrund der kurzen Basis zudem rasch auf Null ab. Da auch die langen Wellenlängen für die dynamischen Radkräfte von Bedeutung sind, stellt dies eine gravierende Einschränkung dar.

Diese in der Schweiz immer noch praktizierte Beschreibung der Fahrbahnebenheiten geht auf die beschränkten technologischen Möglichkeiten der Mitte des letzten Jahrhunderts zurück. Damals stellten die Messung bei Fahrt und die automatische Auswertung einen grossen Fortschritt in Messtechnik und Datenverarbeitung dar. Bereits in den 1970er Jahren wurden jedoch in Grossbritannien Geräte entwickelt, die in der Lage waren den wahren Verlauf des Fahrbahnprofils bei normaler Fahrgeschwindigkeit aufzunehmen, um die Daten entsprechend den Bedürfnissen auszuwerten. Heute werden auch in der Schweiz moderne Messmethoden eingesetzt, welche sogar das Aufspüren von Rissen in der Fahrbahn durch Messungen während der Fahrt erlauben [Monti 1994]. Ausgewertet werden die Ebenheitsdaten jedoch immer noch entsprechend den beschränkten Messmethoden vor 40 Jahren.

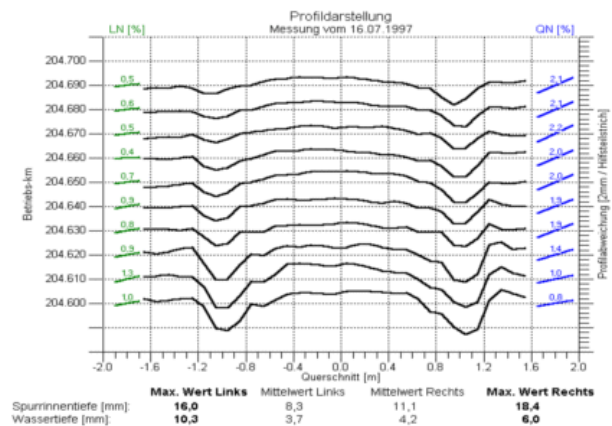


Bild 264: System zur Erfassung der Ebenheit der Fahrbahnoberfläche (Schniering Ingenieurgesellschaft mbH [www.schniering.com](http://www.schniering.com))

### 13.6.1 Messungen am Schweizer Autobahnnetz im Jahr 2000

Im Zeitraum vom 10. April bis zum 13. Mai 2000 wurde auf den Schweizer Autobahnen eine Erhebung der Belagsebenheit durchgeführt. Die Vermessung der insgesamt ca. 6000 Fahrbahnkilometer (Normalspur, Überholspur und Pannenstreifen) erfolgte mit Hilfe eines Messsystems, welches Querprofile der Fahrbahn mittels Lasermessung und digitaler Videotechnik in 5 mm-Abständen erfasst. Als Resultat wird das wahre Höhenlängsprofil der Fahrbahn mit einer horizontalen Auflösung von 10 cm und einer vertikalen Auflösung von 0,025 mm ausgegeben, wodurch Längsunebenheiten im Wellenlängenbereich von 0,2 bis 100 m identifiziert werden können (Bild 264).

Die erhobenen Daten wurden in Anlehnung an die Norm SNV 640 925a ausgewertet, indem  $W$ - und  $s_W$ -Werte über Abschnitte von 100 m gemittelt wurden. Für den  $W$ -Wert wurde jedoch nicht der maximale Wert des jeweiligen Abschnittes ermittelt, sondern der Mittelwert (?). Diese Daten, deren Informationsgehalt leider nur noch sehr gering ist, wurden freundlicherweise durch das Bundesamt für Strassen ASTRA des Eidgenössischen Departements für Umwelt, Verkehr und Kommunikation zur Verfügung gestellt. Immerhin geben die Daten jedoch einen Anhaltspunkt, ob sich die Gegenwart von Brücken positiv oder negativ auf die Belagebenheit auswirkt.

Die Schwierigkeit bei der Auswertung der Daten war, die bestehenden Brücken auf den Strassen zu lokalisieren und mit den Ebenheitsdaten in einen Zusammenhang zu bringen. Da das System STRADA<sup>6</sup>, in welches die Daten gespiesen wurden, keine Information über die Lage der Kunstbauten verfügt, wurden Anfang und Ende der erfassten Brücken aus der KUBA-DB<sup>7</sup> gezogen. Anschließend wurden diejenigen 100 m-Abschnitte aus den Ebenheitsdaten herausgefiltert, in welchen eine Brücke zu liegen kommt.

Nachfolgend ist die Auswertung für die N9 zwischen Lausanne (Villars-St.Croix) und St. Maurice und für die N1 zwischen Betriebskilometer 20 und 145 dargestellt. Diese Abschnitte des Autobahnnetzes zeichnen sich nicht nur durch die Präsenz besonders vieler, grosser Brücken aus, sondern auch durch die gute Datenerfassung des Kantons Waadt. Für sämtliche Brücken finden sich hier Anfang (Betriebskilometer) und Länge der Brücken in der KUBA-DB (Datenstand Jahr 2000).

Das Ergebnis der Auswertung ist, dass im Vergleich zur gesamten Strasse im Bereich von Brücken mit 25 bis 30% höheren Werten der Unebenheit (Indikator  $s_W$ , gemittelt über 100 m) zu rechnen ist.

	Überholspur		Normalspur	
	W [‰]	$s_W$ [‰]	W [‰]	$s_W$ [‰]
Gesamte Strecke				
Richtungsfahrbahn nach St. Maurice (+)	1.561	1.334	1.675	1.469
Richtungsfahrbahn nach Lausanne (-)	1.624	1.386	1.715	1.439
Nur Abschnitte mit Brücken				
Richtungsfahrbahn nach St. Maurice (+)	1.733 (+11%)	1.671 (+25%)	1.869 (+12%)	1.932 (+32%)
Richtungsfahrbahn nach Lausanne (-)	1.759 (+8%)	1.737 (+25%)	1.822 (+6%)	1.674 (+16%)

Tabelle 20: Auswertung der Belagebenheit gemäss Norm SNV 640 521b, gemessen auf der N9 zwischen Lausanne (Villars-St.Croix) und St. Maurice

Tabelle 20 zeigt die Zusammenfassung für die Autobahn N9 im Kanton Waadt. Die Strecke zwischen Lausanne und St. Maurice wurde um das Jahr 1970 gebaut und verfügt mit dem Viaduc de Chillon über eine der längsten Brücken der Schweiz. Die Auswertung zeigt keine wesentlichen, systematischen Unterschiede zwischen den Richtungsfahrbahnen und den Fahrspuren. Von grösstem Interesse wäre grundsätzlich die stärkste Unebenheit im betrachteten Abschnitt, als Hinweis auf die grössten dynamischen Radkräfte infolge von Fahrbahnebenheiten. Mangels dessen wurde der  $s_W$ -Wert als Kennzahl herangezogen. Dieser ist im Bereich der Brücken 16 bis 32% höher als auf den übrigen Strassenabschnitten.

<sup>6</sup> STRADA: Strassen-Datenbank des Bundesamts für Strassenbau ASTRA

<sup>7</sup> KUBA-DB: Kunstbauten-Datenbank des Bundesamts für Strassenbau ASTRA

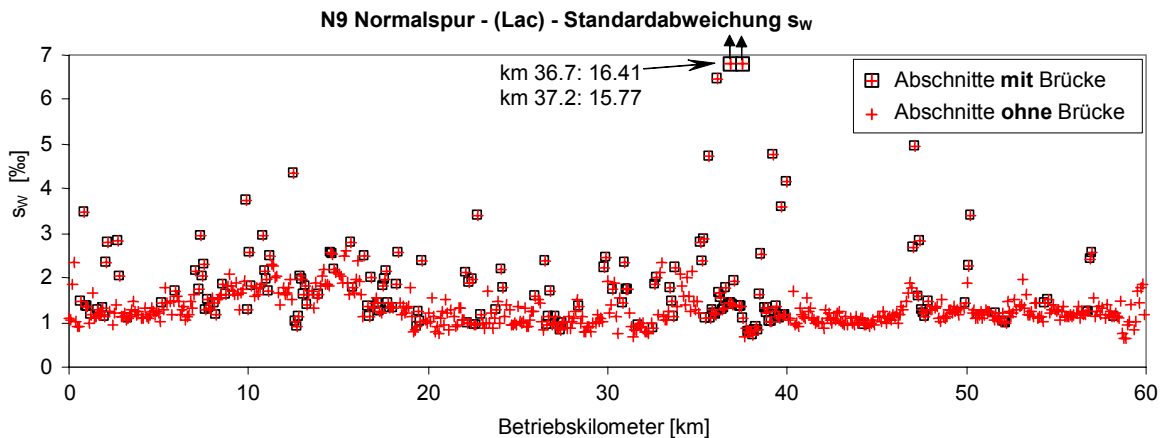


Bild 265: Auswertung für die Normalspur der N9, Fahrtrichtung – (Lac)

Bild 265 veranschaulicht die Resultate der Tabelle 20 am Beispiel der Daten für die Normalspur in Fahrtrichtung „Lac“, das heisst von Lausanne nach St. Maurice. Auffallend ist, dass der  $s_w$ -Wert einen gewissen Verlauf hat, und fast alle grösseren Werte mit der Gegenwart von Brücken erklärt werden können. Der verhältnismässig hohe Wert von +32% für die Normalspur in Fahrtrichtung „Lac“ lässt sich zu einem Teil durch zwei Ausreisser bei Betriebskilometer 37 erklären.

	Überholspur		Normalspur	
	W [‰]	$s_w$ [‰]	W [‰]	$s_w$ [‰]
Gesamte Strecke				
Richtungsfahrbahn Lac (+)	1.727	1.395	1.573	1.316
Richtungsfahrbahn Jura (-)	1.601	1.299	1.580	1.304
Nur Abschnitte mit Brücken				
Richtungsfahrbahn Lac (+)	1.785 (+3%)	1.785 (+28%)	1.677 (+7%)	1.677 (+27%)
Richtungsfahrbahn Jura (-)	1.662 (+4%)	1.662 (+28%)	1.698 (+7%)	1.698 (+30%)

Tabelle 21: Auswertung der Belageebenheit gemäss Norm SNV 640 521b, gemessen auf der N1 zwischen Betriebskilometer 20 und 145

Die Auswertung für die Strecke zwischen Betriebskilometer 20 und 145 der N1 im Kanton Waadt (ungefähr Nyon bis Freiburg) zeigt ein relativ homogenes Bild für die vier Fahrspuren. Dabei ist zu beachten, dass in der Schweiz für Richtungsfahrbahnen normalerweise getrennte Brücken erstellt werden. Sowohl die W-Werte als auch die  $s_w$ -Werte sind etwas tiefer als für die N9 zwischen Lausanne und St. Maurice. Die Unebenheit im Bereich von Brücken ist mit +27 bis +30% systematisch und deutlich höher als auf dem Rest der Strecke.

Die N1 zwischen Betriebskilometer 20 und 145 war zur Zeit der Ebenheitsmessung noch nicht zur Gänze in Betrieb. Das Loch zwischen Kilometer 93 und 117 (Bild 266) stellt die Strecke Yverdon-les-Bains – Estavayer-le-Lac dar, welche erst im Jahr 2001 eröffnet wurde. Damit zählt der zweite Teil der Gesamtstrecke von Betriebskilometer 20 bis 145 zu den jüngsten Abschnitten im Schweizer Autobahnnetz. Im Gegensatz dazu zählt die erste Hälfte zum ältesten Autobahnabschnitt, welcher in der Schweiz gebaut wurde (Lausanne – Genf, Inbetriebnahme im Jahr 1964). Dieser Unterschied im Alter der Strasse und der Brücken kommt in Bild 266 nicht oder nur geringfügig zum Ausdruck. Auch lassen sich nicht alle höheren Werte mit der Gegenwart von Brücken erklären.

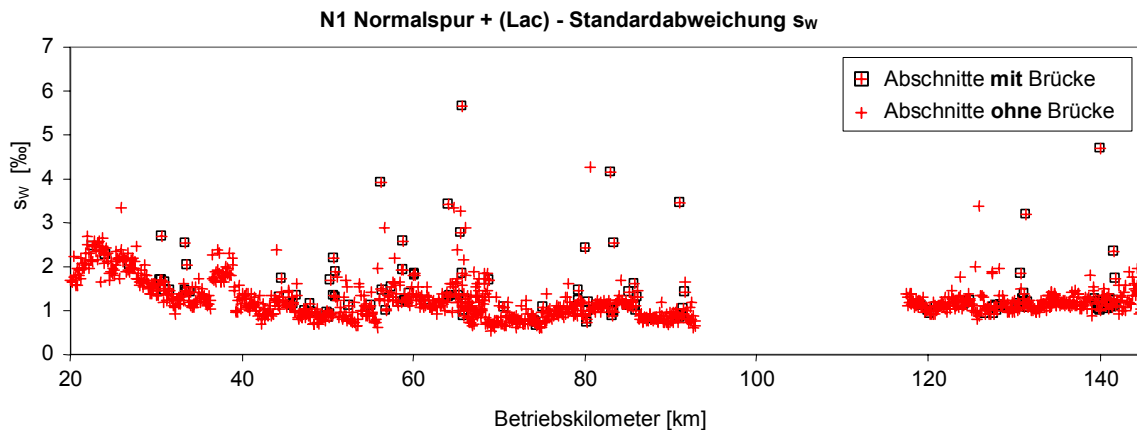


Bild 266: Auswertung für die Normalspur der N1, Fahrtrichtung + (Alpes)

### 13.7 Modellierung von Fahrbahnunebenheiten

Im Zusammenhang mit der Beschreibung von Fahrbahnunebenheiten wurde bereits erwähnt, dass das wahre Profil der Fahrbahn erforderlich ist, um die Reaktion eines Fahrzeugs bei der Überfahrt zu simulieren. Es liegen jedoch nur in seltenen Fällen Messungen des Längsprofils vor, und überdies kann sich dieses im Laufe der Zeit verändern. Um Aussagen zu dynamischen Radkräften zu machen, die nicht an ein spezifisches Profil gebunden sind, ist es daher notwendig, beliebig viele verschieden Profile erzeugen zu können, deren Ebenheit gesamthaft vergleichbar ist. Angesichts dieser Notwendigkeit entwickelten bereits 1972 Dodds und Robson eine Methode zur Zufallsgeneration von Fahrbahnprofilen [Dodds 1972].

Die Erzeugung pseudo-zufälliger Profile stützt sich auf die Charakterisierung von Längsprofilen durch spektrale Dichten, welche normalerweise in Form von Geraden definiert sind (Bild 261). Ausgehend von der spektralen Dichte wird eine Serie von Koeffizienten (Sinuswellen) generiert, deren Phasenverschiebung (pseudo-)zufallsgeneriert wird. Die Fahrbahnhöhen des Längsprofils erhält man schliesslich durch Summierung der einzelnen (spektralen) Koeffizienten (umgekehrte diskrete Fourier-Transformation).

$$z_n = \sum_{k=0}^{N-1} \sqrt{S_k} e^{i\left(\theta_k + \frac{2\pi kn}{N}\right)}, \quad n = 0, 1, 2, \dots, (N-1)$$

$$S_k = (\Delta \cdot 2\pi / N) \cdot S(\gamma_k)$$

$$S(\gamma_k) = \text{vorgegebene spektrale Dichte}$$

$$\gamma_k = \Delta \cdot 2\pi / N \quad \text{Wellenzahl in rad/m}$$

$$\Delta = \text{Distanz zwischen aufeinander folgenden Punkten des Längsprofils}$$

$$\{\theta_k\} = \text{ein Satz stochastisch unabhängiger, zufälliger Phasenwinkel gleichförmig verteilt in } [0, 2\pi]$$

Für die Erzeugung mehrerer Längsprofile mit definierter Kreuzspektraldichte oder ganzer Unebenheitsflächen wird auf [Cebon 1999] verwiesen. Ein Algorithmus zur numerischen Generation von pseudo-zufälligen Längsprofilen ist beispielsweise in [Boudjelal 1997] beschrieben. Bei der Wahl der Wellenzahl ist zu beachten, dass Unebenheiten mit Wellenlängen unter ca. 100 mm durch die Reifen ausgeglichen werden. Entweder die spektrale Dichte wird bei der entsprechenden Wellenzahl abgeschnitten, oder im Verlauf der Simulation erfolgt eine Mittelung über diese Distanz.

Die Methode eignet sich nur zur Erzeugung normaler Fahrbahnunebenheiten. **Spezielle Fahrbahnunebenheiten** sind jedoch relativ einfach geometrisch zu definieren, und ein eigenes Verfahren zur mathematischen Beschreibung ist nicht notwendig. Zu beachten ist wie bei normalen Fahrbah-

nunebenheiten, dass sehr scharfe Diskontinuitäten wie Sprünge in der Fahrbahn durch die Reifen ausgeglichen werden (Bild 267 links). Spezielle Fahrbahnunebenheiten lassen sich immer auf wenige Grundformen zurückführen (Bild 267):

- „Sprung hinauf“
- „Sprung hinunter“
- kontinuierliche Vertiefung
- kontinuierliche Erhebung

Die Form einer speziellen Unebenheit lässt sich vereinfacht durch eine Höhendifferenz  $\Delta z$  und eine charakteristische Länge  $L$  beschreiben. Der Zusammenhang mit möglichen Ursachen von speziellen Unebenheiten wird in Bild 255 gezeigt.

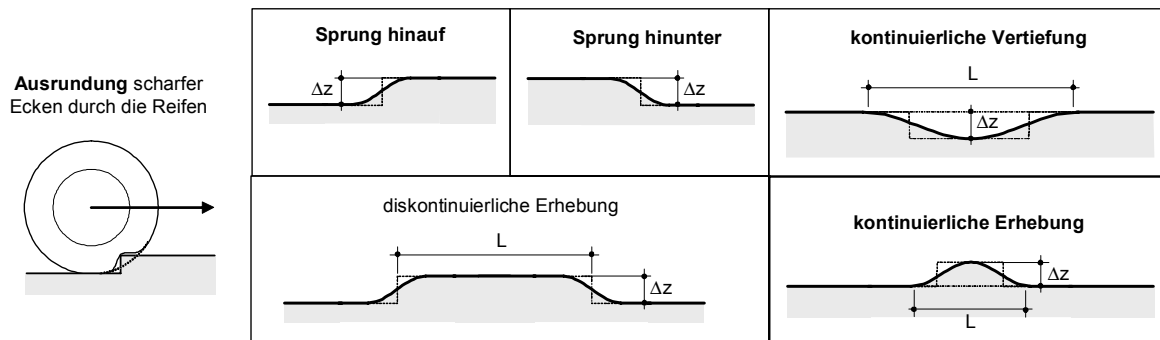


Bild 267: Grundformen spezieller Fahrbahnunebenheiten



## 14 Curriculum Vitae

Hannes LUDESCHER

hannes.ludescher@alumni.ethz.ch

Geburtsdatum: 10. Oktober 1972

Familienstand: verheiratet, 3 Kinder

Nationalität: Österreich



### Ausbildung

Primar- und Mittelschule in Klagenfurt, Österreich

1979 -1991

Bauingenieurstudium an der ETH Zürich und an der Technischen Hochschule Chalmers in Göteborg

1991 - 1996

Diplomarbeit: Buckling of stiffened plate girders with slender web

Auszeichnung mit dem Willi Studer Preis für die beste Schlussdiplomprüfung

Auszeichnung für die Diplomarbeit

Nachdiplomkurs Risiko und Sicherheit Technischer Systeme, organisiert durch die Eidgenössischen Technischen Hochschulen Zürich und Lausanne sowie die Hochschule St. Gallen

1999 - 2000

**Sprachen:** Deutsch: Muttersprache Französisch: sehr gut  
Englisch: sehr gut Italienisch: fortgeschritten,  
Norwegisch, Schwedisch: fortgeschritten

### Berufserfahrung

Assistent / Doktorand am Lehrstuhl für Erhaltung, Konstruktion und Sicherheit von Bauwerken IS-MCS, Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne EPFL; Forschungsschwerpunkte: Dynamisches Verhalten von Strassenbrücken unter Verkehrseinwirkung, Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton

Jan. 1999 –  
Dez. 2003

Ausserdem: Verantwortlicher für die Informatik am Lehrstuhl, Expertise zur Tragsicherheit zweier Strassenbrücken

Mitarbeiter (50%) bei der Dauner Ingénieurs Conseils SA, Überprüfung von Stahlbrücken aus dem 19. Jahrhundert und Entwicklung von Instandsetzungsprojekten, Vorprojekt für eine Fussgängerbrücke mit 70 m Spannweite, Innovative Verbundbrücken: Überprüfung der Bemessungsmodelle durch Vergleich mit Lastversuch, Überprüfung der Brandsicherheit

Sep. 1999 –  
Mrz. 2000

Mitarbeiter bei der Dr. J. Grob & Partner AG als Bau- und Software Ingenieur; Projekte (Auswahl): Erstellung von Datenerfassungskonzepten, Ausführungsstatik für Tagbautunnel, Erstellung eines Prototyps für das Managementsystem KUBA-MS

Apr. 1996 –  
Dez. 1999

Hilfsassistent in Lehre und Forschung am Institut für Mechanik (4 Semester) sowie am Institut für Baustatik und Konstruktion (2 Semester), ETH Zürich

1992 – 1995

Praktikant bei Lombardi Engineering AG, Minusio, Schweiz (6 Wochen) und Linuhönnun Consulting Engineers, Reykjavik, Island (8 Wochen)

1994

### Mitgliedschaften in Berufsverbänden

Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA)

Internationale Vereinigung für Brücken- und Hochbau (IVBH)

### Hobbies

Bergsteigen, Klettern, Schifahren, Snowboarden, Fotografieren, Rudern, Musik, Zeitgeschichte

